



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
FAKULTAS EKONOMI DAN BISNIS UNIVERSITAS  
MUHAMMADIYAH PROF. DR. HAMKA (UHAMKA)  
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG**

PUTU PRADNYANITA MANIK WASITA  
NRP. 03111540000105

Dosen Pembimbing  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2019



TUGAS AKHIR – RC-18-4803

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS  
EKONOMI DAN BISNIS UNIVERSITAS  
MUHAMMADIYAH PROF. DR. HAMKA (UHAMKA)  
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG**

PUTU PRADNYANITA MANIK WASITA  
NRP 03111540000105

Dosen Pembimbing  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2019





TUGAS AKHIR – RC-18-4803

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE  
FACULTY OF ECONOMICS AND BUSSINESS OF  
UNIVERSITY OF MUHAMMADIYAH PROF. DR.  
HAMKA (UHAMKA) USING PRESTRESSED  
CONCRETE BEAM SYSTEM**

PUTU PRADNYANITA MANIK WASITA  
NRP 03111540000105

Academic Supervisor  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT  
Faculty of Civil Engineering, Environment and Potential  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya  
2019





**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
FAKULTAS EKONOMI DAN BISNIS UNIVERSITAS  
MUHAMMADIYAH PROF. DR. HAMKA (UHAMKA)  
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
Pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**PUTU PRADNYANITA MANIK WASITA**  
NRP. 03111540000105

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA



(Pembimbing)

**SURABAYA  
JANUARI, 2019**

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS  
EKONOMI DAN BISNIS UNIVERSITAS  
MUHAMMADIYAH PROF. DR. HAMKA (UHAMKA)  
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG**

**Nama Mahasiswa** : Putu Pradnyanita Manik Wasita  
**NRP** : 03111540000105  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

**Abstrak**

*Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) yang terletak di Ciracas, Jakarta Timur terdiri dari sembilan lantai dan satu basement dengan ketinggian total 36,52 meter. Gedung ini dibangun dengan konstruksi beton bertulang konvensional. Gedung ini akan direncanakan ulang dengan modifikasi penambahan lantai gedung yang difungsikan sebagai ruang pertemuan atau seminar untuk menyelenggarakan acara – acara formal sehingga ketinggian gedung menjadi 45 meter. Struktur balok prategang akan digunakan pada lantai atap agar dapat menahan beban yang ada tanpa adanya kolom di tengah ruangan. Balok prategang dipasang dalam dua arah, yaitu arah memanjang dan melintang.*

*Pada perencanaan struktur Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) didesain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Dari hasil Analisa yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan bahwa balok prategang pada atap arah memanjang dan melintang memiliki dimensi sebesar 500 x 1250 mm dan gaya prategang sebesar 3500 kN. Kehilangan gaya prategang yang dialami oleh balok arah memanjang sebesar 25,695% dan pada balok arah melintang sebesar 24,135 %.*

**Kata Kunci : Beton Bertulang, Beton Prategang, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus**

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

# **STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE FACULTY OF ECONOMICS AND BUSSINESS OF UNIVERSITY OF MUHAMMADIYAH PROF DR HAMKA (UHAMKA) USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM SYSTEM**

**Name** : Putu Pradnyanita Manik Wasita  
**NRP** : 03111540000105  
**Department** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Supervisor** : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
**Abstrak**

*The Faculty of Economics and Business of University of Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) Building on Ciracas, West Jakarta are made of nine floors and one basement, with the total elevation of 36,52 meter. This building is made with the construction of conventional reinforced concrete. On this thesis, this building will be re-designed with an added modification of another floor that will be used as meeting room or seminar room to hold formal events so that the building height becomes 45 meters. Pre-stressed concrete beam will be installed on rooftop so that it can resist the existing load, in which the spacious floor without any column in the middle of seminar room. Presteressed concrete beam will be installed on longitudinal and transverse direction.*

*The Faculty of Economics and Business of University of Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) Building will be designed by using Special Moments Frame Structure (SRPMK). From the result of analysis, it can be concluded that pre-stressed concrete beams on the rooftop in longitudinal and transverse direction have a dimension 500 x 1250 mm and pre-stressed force of both beams are 3500 kN with 25,695% loss of prestressing force of the longitudinal beam and 24,135% loss of prestressing force of the transverse beam.*

**Key Word : Prestressed Concrete, Reinforced Concrete, Special Moments Frame Structure**

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **KATA PENGANTAR**

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir yang berjudul “DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS EKONOMI DAN BISNIS UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH PROF. DR. HAMKA (UHAMKA) MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG” ini dengan baik dan tepat waktu. Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang sudah menyempatkan waktu untuk memberikan bimbingan dan arahan mengenai pengerjaan Tugas Akhir ini.
2. Kedua orang tua saya, Ir. Putu Wasita dan Candra Triwiyanti, ST yang senantiasa selalu mendukung saya dan memberikan semangat dan doanya saat saya jatuh bangun mengerjakan Tugas Akhir ini serta selalu mengingatkan kepada saya bahwa kesehatan dan keselamatan adalah yang utama
3. Pelangi Shafira Maharani, Arvida Novia Rahmatika, dan Ni Putu Ary Yuliadewi yang sudah seperti keluarga kedua di Surabaya dan menjadi teman seperjuangan semenjak awal kuliah di ITS serta selalu memberikan semangat dan bantuan dalam bentuk apapun dalam mengerjakan tugas baik tugas kuliah maupun Tugas Akhir ini
4. Putu Jyoti Pradnyadika Giri yang senantiasa memberikan hiburan dan semangat kepada saya dalam mengerjakan Tugas Akhir serta selalu mau mendengarkan keluh kesah saya selama ini
5. Daniel Heriyanto Silaen, Dwindu Agung Gumelar, Rut Permata, dan teman – teman yang tergabung dalam grup Sukses ETS EAS, yang sudah menjadi teman belajar



selama ini untuk menghadapi segala macam ujian dalam perkuliahan di Teknik Sipil ITS.

6. Bagus Dharma Iswara, Ida Bagus Tedja, I Made Krisnadi yang sudah rela saya repotkan dalam hal menginstal aplikasi – aplikasi penting serta memperbaiki laptop saya yang bermasalah
7. Hadiyoga, Refo, dan Billy sebagai teman seperjuangan 3,5 tahun dan teman diskusi mengenai Tugas Akhir
8. Kartika Laksmi, serta teman – teman BPH TPKH ITS yang selalu memberikan hiburan dan gossip – gossip terupdate
9. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS yang sudah memberikan ilmunya selama ini
10. Bapak dan Ibu TU yang membantu dan memudahkan dalam hal administrasi dan berkas – berkas
11. Rekan – rekan S-58 yang tidak saya sebutkan namanya satu persatu

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat kami harapkan demi laporan ini.

Semoga proposal ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Januari 2019

## **DAFTAR ISI**

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK .....	iii
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI .....	ix
DAFTAR GAMBAR .....	xv
DAFTAR TABEL .....	xix
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	4
1.2.1 Permasalahan Utama .....	4
1.2.2 Detail Permasalahan.....	5
1.3 Tujuan Tugas Akhir.....	5
1.4 Batasan Masalah.....	6
1.5 Manfaat Tugas Akhir.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Desain Balok Prategang .....	7
2.3 Tahap Pembebanan Prategang.....	8
2.4 Balok Prategang Parsial.....	11
2.5 Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat .....	11
2.6 Sistem Monolit pada Balok Prategang .....	15
BAB III METODOLOGI .....	17

3.1 Umum.....	17
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir .....	17
3.3 Pengumpulan Data .....	19
3.4 Studi Literatur .....	20
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder.....	20
3.5.1 Perencanaan Pelat.....	21
3.5.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat .....	21
3.5.1.2 Penulangan Pelat .....	24
3.5.2 Perencanaan Dimensi Tangga .....	26
3.5.3 Perencanaan Balok Lift .....	26
3.5.4 Perencanaan Balok Anak .....	26
3.5.4.1 Perencanaan dimensi balok anak .....	27
3.5.4.2 Penulangan Balok Anak.....	27
3.6 Preliminary Desain .....	27
3.6.1 Preliminary desain struktur utama non prategang .....	28
3.6.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk .....	28
3.6.1.2 Perencanaan Dimensi Kolom.....	28
3.6.2 Preliminary desain struktur prategang.....	28
3.7 Pembebanan .....	28
3.7.1 Beban Mati .....	28
3.7.2 Beban Hidup.....	29
3.7.3 Beban Gempa .....	29
3.7.3.1 Menentukan Kelas Situs.....	29
3.7.3.2 Menentukan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa .....	30

3.7.3.3 Menentukan Nilai $S_s$ dan $S_1$ .....	31
3.7.3.4 Menentukan Faktor Amplifikasi Getaran.....	32
3.7.3.5 Menentukan $S_{MS}$ dan $S_{M1}$ .....	34
3.7.3.6 Menghitung Nilai $S_{D1}$ dan $S_{DS}$ .....	34
3.7.3.7 Menentukan Kategori Desain Seismik ( $K_{DS}$ )..	34
3.7.3.8 Menentukan Sistem Struktur dan Parameter Struktur .....	35
3.7.3.9 Menghitung Koefisien Respon Seismik.....	36
3.7.3.10 Menghitung Berat Seismik Efektif.....	37
3.7.3.11 Menghitung Distribusi Gaya Vertikal .....	37
3.7.4 Kombinasi .....	38
3.8 Analisa Stuktur .....	38
3.8.1 Kontrol Permodelan Struktur .....	38
3.8.1.1 Kontrol Partisipasi Massa (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).....	39
3.8.1.2 Kontrol Perioda Fundamental Struktur (SNI 1726:2012 pasal 7.8.2) .....	39
3.8.1.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1) .....	40
3.9 Perencanaan Struktur.....	42
3.9.1 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang .....	42
3.9.1.1 Perencanaan Tulangan Balok.....	42
3.9.1.2 Perencanaan Tulangan Kolom .....	44
3.9.2 Perhitungan Struktur Utama Prategang.....	44
3.9.2.1 Gaya Prategang .....	44
3.9.2.2 Pemilihan Tendon Baja Prategang .....	44

3.9.2.3 Kehilangan Prategang .....	45
3.9.2.4 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang .....	50
3.9.2.5 Kontrol Lendutan .....	54
3.9.2.6 Daerah Limit Kabel.....	55
3.9.2.7 Pengangkuran.....	56
3.10 Sistem Hubungan Balok Kolom.....	56
3.10.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit.....	57
3.11 Perencanaan <i>Basement</i> .....	58
3.12 Perencanaan Pondasi .....	59
3.13 Gambar .....	65
BAB IV PEMBAHASAN .....	67
4.1 Preliminary Design.....	67
4.1.1 Umum .....	67
4.1.2 Data Perencanaan .....	67
4.1.4 Perencanaan Balok.....	68
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat .....	73
4.1.6 Perencanaan Kolom .....	79
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder .....	85
4.2.1 Umum .....	85
4.2.2 Perencanaan Tangga .....	85
4.2.3 Perhitungan Pelat .....	100
4.2.4 Perencanaan Balok Anak .....	114
4.2.5 Perencanaan Balok Lift.....	118
4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur .....	122

4.3.1 Umum .....	123
4.3.2 Permodelan Struktur .....	123
4.3.3 Pembebanan Gravitasi.....	124
4.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis .....	126
4.4 Perencanaan Struktur Utama Pratekan .....	142
4.4.1 Umum .....	142
4.4.2 Data Perencanaan Beton Pratekan .....	143
4.4.3 Mencari Lebar Efektif .....	145
4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton .....	146
4.4.5 Perhitungan Pembebanan .....	147
4.4.6 Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang .....	148
4.4.7 Penentuan Tendon yang Digunakan.....	156
4.4.8 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang.....	157
4.4.9 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan...	162
4.4.10 Kontrol Lendutan .....	170
4.4.11 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak.....	172
4.4.12 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan .....	180
4.4.13 Kontrol Momen Retak .....	184
4.4.14 Daerah Limit Tendon .....	186
4.4.15 Pengangkuran Ujung.....	187
4.4.15 Metode Pelaksanaan.....	189
4.5 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang .....	191
4.5.1 Umum .....	191
4.5.2 Perencanaan Balok Induk.....	192
4.5.3 Perencanaan Kolom .....	213

4.5.4 Hubungan Balok Kolom .....	231
4.6 Perencanaan Pondasi .....	234
4.6.1 Umum .....	234
4.6.2 Beban Struktur .....	234
4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang .....	235
4.6.4 Data Tanah .....	236
4.6.5 Daya Dukung .....	236
4.6.6 Perencanaan Poer Pada Kolom .....	247
4.6.7 Perencanaan Sloof.....	254
BAB V KESIMPULAN .....	257
5.1 Kesimpulan .....	257
5.2 Saran.....	259
DAFTAR PUSTAKA.....	261

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Tampak Barat Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) .....	2
Gambar 2. 1 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi.....	12
Gambar 2. 2 a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya .....	13
Gambar 2. 3 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom	14
Gambar 2. 4 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik— Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit) .....	14
Gambar 2. 5 Efek dari Reaksi Horizontal .....	15
Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir .....	18
Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur.....	24
Gambar 3. 3 $S_s$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ( $MCE_R$ ) .....	31
Gambar 3. 4 $S_1$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ( $MCE_R$ ) .....	32
Gambar 3. 5 Perhitungan simpangan tiap lantai .....	41
Gambar 3. 6 Daerah Limit kabel .....	56
Gambar 3. 7 Bagan Hubungan Balok Kolom .....	57



Gambar 3. 8 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Monolit (b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit.....	58
Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1 .....	69
Gambar 4. 2 Ilustrasi bentang efektif .....	74
Gambar 4. 3 Variasi Pelat Lantai Pada Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisni Universitas Muhammadiyah Prof Dr. Hamka (UHAMKA).....	75
Gambar 4. 4 Denah pelat tipe 360 x 420 cm.....	76
Gambar 4. 5 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga .....	86
Gambar 4. 6 Ilustrasi Tampak Atas Tangga.....	86
Gambar 4. 7 Permodelan Struktur Tangga.....	87
Gambar 4. 8 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga .....	90
Gambar 4. 9 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga .....	90
Gambar 4. 10 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga .....	91
Gambar 4. 11 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe A .....	103
Gambar 4. 12 Ilustrasi potongan pelat rencana .....	104
Gambar 4. 13 Tampak Atas Pelat Basement Tipe A.....	108
Gambar 4. 14 Denah Lift.....	119
Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Penggantung <i>Lift</i> .....	120
Gambar 4. 16 Permodelan dengan ETABS.....	123
Gambar 4. 17 Grafik Respon Spektrum Jakarta.....	128
Gambar 4. 18 Faktor Pembesaran Torsi Ax .....	140
Gambar 4. 19 Potongan Melintang Balok Prategang Arah Memanjang pada Tumpuan .....	148
Gambar 4. 20 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer .....	151
Gambar 4. 21 Diagram Tegangan pada Tumpuan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer.....	152

Gambar 4. 22 Diagram Tegangan pada Persilangan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer.....	152
Gambar 4. 23 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang pada Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Service .....	153
Gambar 4. 24 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Service	154
Gambar 4. 25 Diagram Tegangan Penampang Persilangan pada Balok Arah Memanjang saat Kondisi Service.....	155
Gambar 4. 26 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan .....	163
Gambar 4. 27 Diagram Tegangan Penampang Persilangan Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan .....	164
Gambar 4. 28 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang Balok Arah Memanjang Akibat Beban $1D+1L+1E$ .....	165
Gambar 4. 29 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Akibat Beban $1D+1L+1E$ .....	166
Gambar 4. 30 Diagram Tegangan pada Penampang Persilangan Balok Arah Memanjang Akibat Beban $1D+1L+1E$ .....	167
Gambar 4. 31 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang Balok Arah Memanjang Akibat Beban $1D+0,5L+1E$ .....	168
Gambar 4. 32 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Akibat Beban $1D+0,5L+1E$ .....	168
Gambar 4. 33 Diagram Tegangan Penampang Persilangan Balok Arah Memanjang Akibat Beban $1D+0,5L+1E$ .....	169

Gambar 4. 34 Diagram Momen Balok Arah Melintang Saat Jacking Balok Arah Memanjang .....	190
Gambar 4. 35 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart .....	213
Gambar 4. 36 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column .....	215
Gambar 4. 37 Diagram Interaksi Kolom K1 .....	218
Gambar 4. 38 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt.1 .....	218
Gambar 4. 39 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt.1 .....	219
Gambar 4. 40 Penentuan gaya geser pada kolom.....	224
Gambar 4. 41 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25 f_y$ .....	225
Gambar 4. 42 Luas Joint Efektif .....	232
Gambar 4. 43 Grafik Daya Dukung Ijin Pancang Terhadap Kedalaman.....	239
Gambar 4. 44 Grup Tiang Pancang .....	241
Gambar 4. 45 Diagram Gaya Lateral Tiang .....	243
Gambar 4. 46 Grafik <i>Immediate Settlement of Isolate Footing</i> .....	244
Gambar 4. 47 grafik <i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i> .....	245
Gambar 4. 48 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X) .....	250
Gambar 4. 49 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y) .....	252
Gambar 4. 50 Diagram Interaksi P-M .....	255

## DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior .....	21
Tabel 3. 2 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan Tidak Dihitung .....	27
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs .....	29
Tabel 3. 4 KoeKofisien situs, $F_a$ .....	33
Tabel 3. 5 KoeKofisien situs, $F_v$ .....	33
Tabel 3. 6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, $S_{DS}$ .....	34
Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, $S_{D1}$ .....	35
Tabel 3. 8 KoeKofisien $C_u$ .....	39
Tabel 3. 9 KoeKofisien $C_t$ dan $x$ .....	40
Tabel 3. 10 Simpang ijin struktur .....	41
Tabel 3. 11 KoeKofisien Friksi ( $\mu$ ) dan <i>Woble Effect</i> (K) .....	47
Tabel 3. 12 KoeKofisien Susut Beton Pasca Tarik .....	48
Tabel 3. 13 Nilai $K_{re}$ dan $J$ .....	49
Tabel 3. 14 Nilai $C$ .....	50
Tabel 3. 15 Base Coefficient $\alpha$ .....	61
Tabel 3. 16 <i>Shaft Coefficient</i> $\beta$ .....	61
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk .....	70
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak .....	71
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Kantilever .....	72
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Dimensi Balok Kantilever .....	72
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat Lantai... ..	79
Tabel 4. 6 Beban yang diterima kolom lantai 5 – atap .....	81
Tabel 4. 7 Beban yang diterima kolom lantai basement – lantai 4 .....	83
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Tangga ... ..	100

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai .....	106
Tabel 4. 10 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Ruang Seminar .....	107
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap.....	107
Tabel 4. 12 Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual .....	125
Tabel 4. 13 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs.....	126
Tabel 4. 14 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain.....	127
Tabel 4. 15 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra.....	128
Tabel 4. 16 Modal Periode dan Frekuensi.....	130
Tabel 4. 17 Perhitungan Gaya Geser tiap Lantai .....	132
Tabel 4. 18 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS.....	132
Tabel 4. 19 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah <i>Scale Factor</i> .....	133
Tabel 4. 20 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon.....	134
Tabel 4. 21 Batas Simpangan Gedung .....	135
Tabel 4. 22 Kontrol Drift Arah X.....	136
Tabel 4. 23 Kontrol Drift Arah Y.....	137
Tabel 4. 24 Perhitungan Eksentrisitas Bawaan dari Pusat Kekakuan dan Pusat Masa Tiap Lantai .....	138
Tabel 4. 25 Perhitungan Pembesaran Torsi Arah X.....	140
Tabel 4. 26 Perhitungan Pembesaran Torsi Arah Y.....	141
Tabel 4. 27 Perhitungan Eksentrisitas Desain dan Koordinat Gempa Statik Equivalent.....	142
Tabel 4. 28 Kekuatan tekan beton pada berbagai umur ...	144

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Transfer.....	155
Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Service .....	156
Tabel 4. 31 Tendon yang Digunakan .....	156
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang .....	161
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Setelah Perhitungan Kehilangan .....	169
Tabel 4. 34 Rekapitulasi Perhitungan Lendutan .....	172
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Lentur dan Sengkang Balok Prategang .....	178
Tabel 4. 36 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Torsi Balok Prategang .....	179
Tabel 4. 37 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Momen Nominal terhadap Mu Envelope .....	183
Tabel 4. 38 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Momen Nominal pada Tumpuan .....	184
Tabel 4. 39 Rekapitulasi Kontrol Momen Retak.....	185
Tabel 4. 40 Rekapitulasi Pengangkuran Ujung Balok Prategang .....	188
Tabel 4. 41 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk .....	192
Tabel 4. 42 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik.....	196
Tabel 4. 43 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Negatif.....	198
Tabel 4. 44 Rekapitulasi Kontrol Batas Penulangan.....	198
Tabel 4. 45 Rekapitulasi Kontrol Batas Penulangan pada Tumpuan dan Lapangan .....	202
Tabel 4. 46 Rekapitulasi Penulangan Lentur Setelah Penambahan Torsi .....	211

Tabel 4. 47 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Daerah Sendi Plastis (<2h) .....	212
Tabel 4. 48 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Luar Daerah Sendi Plastis .....	212
Tabel 4. 49 Gaya dalam pada kolom .....	213
Tabel 4. 50 Rekapitulasi Persyaratan Dimensi Kolom ....	214
Tabel 4. 51 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kolom ..	215
Tabel 4. 52 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Mn Balok Induk .....	217
Tabel 4. 53 Rekapitulasi Kontrol “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ” Arah X .....	219
Tabel 4. 54 Rekapitulasi Kontrol “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ” Arah Y .....	220
Tabel 4. 55 Rekapitulasi Luas Penampang Hoops Berdasarkan SNI 2847:2013 .....	222
Tabel 4. 56 Rekapitulasi Spasi Tulangan Hoop Berdasarkan SNI 2847:2013 .....	222
Tabel 4. 57 Rekapitulasi Perhitungan Panjang Lo pada Masing – Masing Tipe Kolom .....	223
Tabel 4. 58 Output program spColumn, ujung bawah kolom lt.1 .....	225
Tabel 4. 59 Output program spColumn, ujung atas kolom lt.1 .....	226
Tabel 4. 60 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Geser yang Digunakan .....	227
Tabel 4. 61 Rekapitulasi Pengecekan Kontribusi Beton Diabaikan atau Tidak .....	228
Tabel 4. 62 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Geser di Sepanjang Lo .....	229

Tabel 4. 63 Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Lewatan .....	230
Tabel 4. 64 Rekapitulasi Penulangan Kolom .....	231
Tabel 4. 65 Beban Pada Tipe 1 (Kolom).....	235
Tabel 4. 66 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang ...	242
Tabel 4. 67 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok .....	243
Tabel 4. 68 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral .....	246
Tabel 4. 69 Kontrol Momen Tiang Pancang .....	247



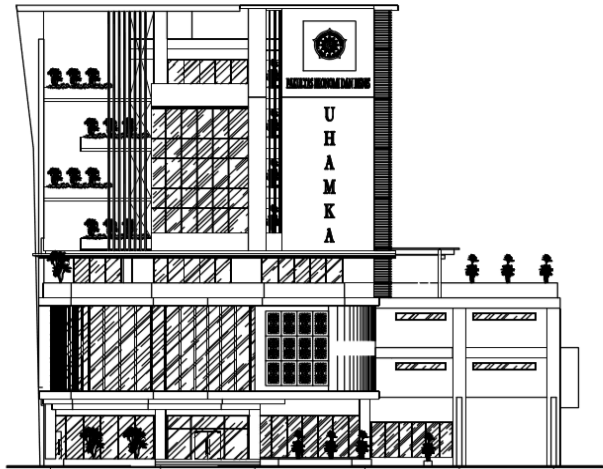
*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB I PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang Masalah**

Peningkatan jumlah penduduk Indonesia tiap tahunnya selalu berbanding lurus dengan meningkatnya kebutuhan masyarakat. Kebutuhan tersebut dapat terpenuhi apabila infrastruktur yang ada memadai. Pesatnya pembangunan infrastruktur menyebabkan jumlah lahan yang tersedia semakin berkurang karena perkembangan ini tidak disertai juga dengan meningkatnya jumlah lahan sehingga pembangunan infrastruktur arah vertikal menjadi solusinya. Salah satu contoh infrastruktur arah vertikal penunjang kebutuhan masyarakat dalam bidang pendidikan adalah gedung universitas.

Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) yang terletak di Ciracas, Jakarta Timur terdiri dari sembilan lantai dan satu basement dengan ketinggian total 36,52 meter. Gedung ini dibangun dengan konstruksi beton bertulang konvensional. Pada Tugas Akhir ini, akan direncanakan ulang gedung serupa dengan modifikasi penambahan lantai gedung yang difungsikan sebagai ruang pertemuan atau seminar untuk menyelenggarakan acara – acara formal.



Gambar 1. 1 Tampak Barat Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA)

(Sumber: PT Brantas Abipraya (Persero))

Dalam sistem beton bertulang, beban eksternal menyebabkan tarik di serat bawah beton yang berdampak pada retakan. Pada penampang retak, momen yang bekerja dilawan dengan tekanan pada beton dan tarikan pada tulangan baja. Walaupun tulangan baja menyediakan kuat tarik bagi beton yang retak, hal itu tidak mencegah retakan dan kehilangan kekakuan akibat retak. Lebar retakan berbanding lurus dengan regangan dan diperkuat dengan tegangan dalam tulangan. Tegangan baja harus dibatasi untuk mencegah melebarnya retakan. Besarnya regangan baja menyebabkan besarnya defleksi. (Gilbert dan Mickleborough, 2005). Oleh karena itu, suatu struktur balok pada sistem ini memiliki bentang tertentu untuk mencegah lendutan besar yang melampaui batas akibat momen lentur. Struktur yang menopang balok dan membaginya menjadi beberapa bentang adalah kolom. Hal ini menyebabkan suatu ruangan luas yang memerlukan bentang panjang memiliki banyak kolom di tengahnya. Ditinjau

dari fungsinya, ruang seminar harus berupa suatu ruangan luas untuk menampung banyak orang. Kolom – kolom di tengah ruangan dapat mengganggu kenyamanan karena mengurangi estetika dan fungsi ruangan. Oleh karena itu, dibutuhkan suatu struktur agar balok – balok bentang panjang memiliki kekuatan tinggi yang dapat menahan beban tanpa ditopang oleh kolom di tengahnya.

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal (ACI 318M-14, 2014). Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama – sama sesuai dengan keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Hal ini dicapai dengan dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Baja adalah bahan yang liat dan dibuat untuk bekerja dengan kekuatan tarik yang tinggi oleh prategang. Beton adalah bahan yang getas apabila ditarik dan kemampuannya menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Jadi, beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua bahan berkekuatan tinggi. (T.Y Lynn dan H.Burns, 1996).

Selain itu, kelebihan beton prategang dibanding beton bertulang adalah (Vernon Marshall, 2001):

1. Prategang cenderung menetralkan tegangan tarik dan tekanan yang disebabkan oleh beban sehingga retakan dapat dihilangkan dan sebagai hasilnya seluruh bagian beton menjadi aktif menahan beban. Mekanisme ini jauh lebih efektif daripada beton bertulang di mana bagian yang tidak retak di zona tekan saja yang dapat menahan beban.

2. Deformasi yang disebabkan oleh prategang berfungsi untuk mengimbangi deformasi akibat beban.
3. Beton prategang membutuhkan material dan penampang yang lebih kecil daripada beton bertulang karena seluruh bagian dari material berkekuatan tinggi ini dapat dimanfaatkan secara efisien dan efektif untuk menahan beban. Fakta ini mengarahkan beton prategang pada keuntungan lain, yaitu:
  - Struktur yang lebih kecil dapat menghemat biaya dalam hal penanganan dan transportasi.
  - Menciptakan struktur yang lebih estetik.
  - Rentang yang lebih panjang dimungkinkan karena pengurangan berat penampang.
  - Metode konstruksi inovatif difasilitasi.

Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) akan direncanakan ulang dengan menggunakan balok prategang pada lantai atap yang akan difungsikan sebagai ruang seminar. Oleh karena itu, dibutuhkan perencanaan *preliminary design* yang sesuai dengan standar kriteria perancangan struktur agar balok yang direncanakan memiliki penampang yang efektif dan efisien untuk bekerja menahan beban. Selain itu, perubahan suatu struktur juga mempengaruhi beban yang bekerja dan analisa struktur sehingga kedua hal ini sangat penting dihitung ulang demi mendapatkan suatu struktur yang sesuai dan ekonomis. Perencanaan pondasi juga diperlukan agar dimensinya sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan. Selain itu, semua perencanaan ini harus dituangkan dalam bentuk gambar agar orang lain dapat mengerti hal – hal apa yang harus dikerjakan.

## **1.2 Rumusan Masalah**

### **1.2.1 Permasalahan Utama**

1. Bagaimana merencanakan struktur gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) dengan menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap agar mendapat ruangan yang luas tanpa kolom di tengahnya?

### 1.2.2 Detail Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) yang dimodifikasi menggunakan sistem balok prategang di lantai atap sesuai dengan standar kriteria perancangan struktur?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA)?
3. Bagaimana model dan analisa struktur gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) dengan menggunakan program bantu?
4. Bagaimana merencanakan balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung ke dalam gambar teknik sesuai standar?

### 1.3 Tujuan Tugas Akhir

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) ini adalah:

1. Menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder pada struktur gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA)
2. Menghitung pembebanan pada struktur gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA)
3. Memodelkan dan menganalisa struktur gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) dengan menggunakan program bantu
4. Merencanakan dimensi balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur
5. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan

6. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) ke dalam gambar teknik

#### **1.4 Batasan Masalah**

Batasan masalah dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Perencanaan tidak menghitung manajemen konstruksi dan analisis biaya
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantu
4. Desain dimensioning penulangan terbatas pada struktur tertentu
5. Tidak menghitung *retaining wall* pada *basement*

#### **1.5 Manfaat Tugas Akhir**

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah untuk mendapatkan alternative desain pada pembangunan Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) dengan menggunakan sistem balok prategang di lantai atap dan untuk menjadi acuan bagi [ara pembaca tentang pembangunan gedung dengan metode beton prategang pada lantai atap.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan perencanaan bangunan Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA). Dalam perencanaannya perlu tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur gedung menggunakan beton prategang.

#### **2.2 Desain Balok Prategang**

Desain struktur beton pratekan melibatkan banyak pertimbangan, yang paling penting adalah penentuan distribusi tegangan pada masing-masing anggota struktur. Besarnya prategang dan tata letak tendon dalam struktur biasanya ditentukan dari persyaratan kemampuan dari struktur tersebut. Agar persyaratan terpenuhi, perkiraan yang cukup akurat tentang besarnya gaya prategang diperlukan. Hal ini memerlukan prosedur yang andal untuk penentuan kehilangan langsung dan kehilangan akibat waktu dari gaya prategang yang berada pada kondisi transfer dan layan, dimana kedua kondisi tersebut merupakan dua tahap penting dalam rancangan beton pratekan. (Adewuyi dan Franklin, 2011)

Tiga kondisi batas layan yang paling umum adalah pemeriksaan pada baja tarikan pratekan dan tegangan tekan beton, kontrol retak dan deformasi. Rasio bentang dan besar prategang mengatur parameter untuk kontrol deformasi. Kebanyakan standar desain memberlakukan balok beton pratekan dalam kelas yang berbeda yang biasanya didasarkan pada tingkat tegangan lentur yang diijinkan untuk kontrol retak efektif. Namun, pembatasan tegangan adalah faktor fundamental yang menentukan kemampuan struktural beton pratekan. Batas yang dikenakan pada tegangan beton untuk menghindari retak longitudinal dan membatasi



deformasi rangkai. Juga, batas ditetapkan untuk tegangan efektif dalam tendon setelah kehilangan yang diijinkan untuk mencegah tegangan pada baja prategang berada di bawah kemampuan yang dapat menyebabkan deformasi tendon yang tidak elastis. Tegangan lentur adalah hasil dari momen lentur akibat gravitasi atau beban yang bekerja dan gaya pratekan eksentrik. (Adewuyi dan Franklin, 2011)

### **2.3 Tahap Pembebanan Prategang**

Salah satu pertimbangan istimewa pada beton prategang adalah banyaknya tahapan pembebanan dimana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut adalah tahapan – tahapan pembebanan (Sulendra dan Tatong, 2011)

#### Tahap Awal

Batang atau struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini selanjutnya dapat dibagi dalam beberapa tahap, beberapa diantaranya tidak penting oleh karenanya dapat diabaikan pada desain-desain tertentu.

- Sebelum diberi Gaya Prategang

Sebelum beton diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban; oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.

- Pada saat diberi Gaya Prategang

Merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan.

- Pada saat Peralihan Gaya Prategang

Untuk komponen-komponen pratarik, peraliham gaya prategang dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen-komponen struktur pasca-tarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon-tendon dialihkan ke beton satu per satu. Pada kedua keadaan tersebut tidak ada gaya eksternal pada komponen struktur kecuali berat sendirinya.

Pada struktur pratarik, sebelum gaya prategang ditransfer ke beton, gaya prategang awal mengendur menjadi

gaya prategang pada saat transfer. Setelah beton mengeras, beton dan tendon saling mengikat. Gaya prategang saat transfer dianggap sebagai tegangan residual dan ditransformasikan menjadi gaya nodal, dan kemudian gaya nodal diaplikasikan pada struktur dengan beberapa langkah. (Xiao-Han Wu; Shunsuke Otani; Hitoshi Shiohara, 2001)

Pada struktur pascatarik, gaya prategang ditransfer dengan sebuah operasi tegangan. Desain gaya tarik diaplikasikan di ujung tendon secara bertahap dan kehilangan akibat friksi dan perpendekan elastis beton dihitung bersamaan. Setelah gaya prategang ditransfer, tendon akan bonded dan unbounded tendon. (Xiao-Han Wu; Shunsuke Otani; Hitoshi Shiohara, 2001)

– Desentring dan Penarikan Kembali

Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang di tempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru terjadi pada struktur. Beberapa struktur beton mengalami penarikan ulang; ini adalah sistem prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan-tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus terjadi.

### Tahap Antara (intermediate)

Ini adalah tahapan selama pengangkutan dan penempatan. Hal ini terjadi hanya pada komponen - komponen struktur pracetak bila diangkut ke lapangan dan dipasang pada tempatnya. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponen-komponen struktur tersebut telah ditumpu dan diangkat dengan semestinya.

### Tahap Akhir

Ini adalah bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Seperti konstruksi-konstruksi lain, pendesain harus

mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban-beban lateral seperti angin dan gaya-gaya gempa, dan dengan beban-beban regangan seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Untuk struktur beton prategang, terutama untuk jenis-jenis yang tidak umum, seringkali perlu untuk menyelidiki retak-retak dan beban batasnya, perilakunya akibat beban yang bekerja tetap (sustained load) selain akibat beban kerja.

- Beban yang Bekerja Tetap (Sustained Load)

Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya (sering hanya terdiri dari beban mati) seringkali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dalam rangkai akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

- Beban Kerja

Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan. Tidak perlu ada suatu jaminan atas kekuatan yang cukup untuk memikul beban yang berlebihan.

- Beban Retak

Retak pada komponen beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan retak dan tegangan geser. Hal ini seringkali merupakan ukuran bagi kekuatan lelah.

- Beban Batas

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (ultimate strength). Secara umum kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul secara hancur

## **2.4 Balok Prategang Parsial**

Balok beton pratekan parsial biasanya digunakan di gedung bertingkat yang memerlukan rentang panjang antar kolom dan secara fungsional atau estetis memerlukan balok dangkal. Balok-balok pratekan parsial ini cocok untuk diterapkan dalam gedung bertingkat yang didominasi beban seismik daripada sistem balok pratekan penuh yang biasanya digunakan untuk jembatan. Dalam penerapan sistem pratekan penuh, tendon prategang dianggap bekerja penuh tanpa memperhitungkan kontribusi baja tulangan ringan dalam menahan beban. Dalam perhitungan analitis seperti itu, baja tulangan dianggap secara praktis disediakan sedemikian rupa sehingga desain struktur akan menjadi tidak ekonomis karena kontribusi baja tulangan dalam menahan beban lentur diabaikan. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015)

Balok beton prategang parsial adalah balok beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya Partial Prestressing Ratio (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktil, sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktil. (Artiningsih, 2008).

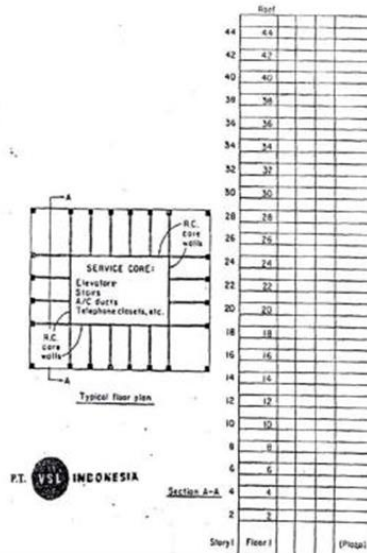
## **2.5 Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat**

Balok pascatarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi dalam beberapa tahun, dampak pasca tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada

tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal seperti pada **Gambar 2.8**.

Yang menjadi fokus utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan pasca tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektifitas pasca tarik.

Pada analisis awal didapat, efek dari post tension pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat di bawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari post tension pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Ditunjukkan pada **Gambar 2.9**.



Gambar 2. 1 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi  
(Fintel dan Ghosh, 1978)

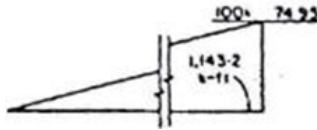
100%	88.89	10 m ft
	18.32	9 m ft
	-4.10	8 m ft
	-3.00	7 m ft
	-0.40	6 m ft
	0.19	5 m ft
	0.09	4 m ft
	0.01	3rd ft
	0.01	2nd ft
		1st ft

(Phased)

Gambar 2. 2 a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya

Di hasil yang lain, pada bawah bangunan, (kondisi ketika balok lantai kedua telah di pasca tarik, sedangkan lantai pertama tidak di tarik), perpindahan elastis dari balok lantai kedua menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pasca tarik yang masuk ke balok yang ditarik. (**Gambar 2.10**). Jumlah dari kehilangan prategang ke kolom

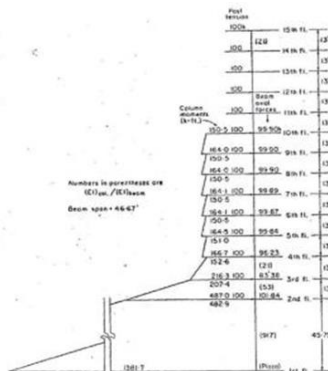
tergantung dari kekakuan lentur relative dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.



Gambar 2. 3 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom

(Fintel dan Ghosh,1978)

Dalam kondisi ekstrim dari kekakuan yang tinggi, semua gaya akan meregangkan kolom kaku dan tidak akan menekan balok. Hasil studi lainnya menunjukkan apabila semua lantai telah diberikan pasca tarik sebesar 100 kips, maka akan terjadi penumpukan momen yang sangat besar pada kolom paling bawah, dapat dilihat pada **Gambar 2.11** dimana superposisi telah dibuat untuk tiap tiap kolom dan tiap tiap balok dari efek pasca tarikan semua balok lantai pada dan tingkat diatasnya, menyajikan gaya dan momen kolom kumulatif dan gaya prategang dibalok. (Fintel dan Ghosh,1978)

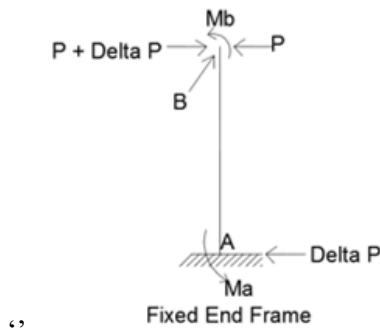


Gambar 2. 4 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)  
(Fintel dan Ghosh, 1978)

## 2.6 Sistem Monolit pada Balok Prategang

Rangka pemikul momen terdiri dari kolom dan balok yang terhubung dengan kaku. Untuk memenuhi persyaratan stabilitas struktur karena beban siklik lateral, dianjurkan untuk meningkatkan area tulangan kompresi ( $A_s'$ ) pada tumpuan balok atau dekat hubungan balok – kolom. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015).

Dampak prategang terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpindahan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom.



Gambar 2. 5 Efek dari Reaksi Horizontal

(Abeles, Bardhah dan Turner, 1976)

Pada **Gambar 2.12** dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang  $P$  pada arah longitudinal, gaya  $P + \Delta P$ , dimana  $\Delta P$  adalah reaksi horizontal.  $\Delta P$  untuk perletakan jepit dapat dicari menggunakan persamaan berikut. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976):

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{l_h} \quad (2.1)$$



*Halaman ini sengaja dikosongkan*

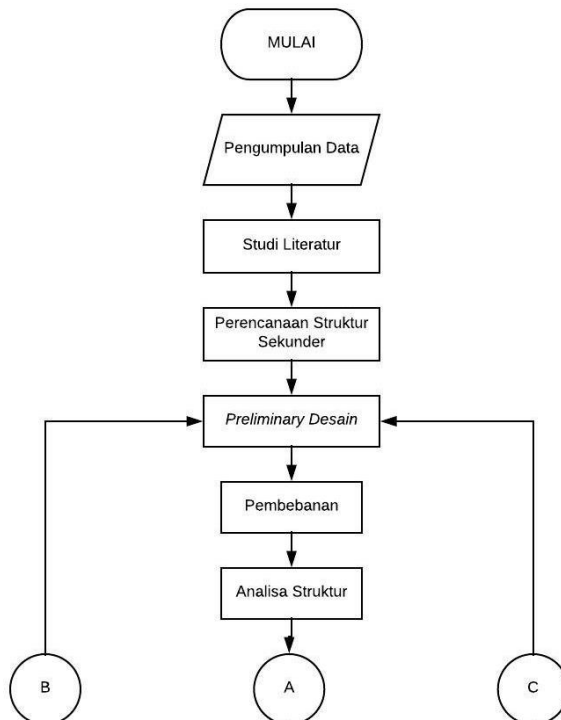
## BAB III METODOLOGI

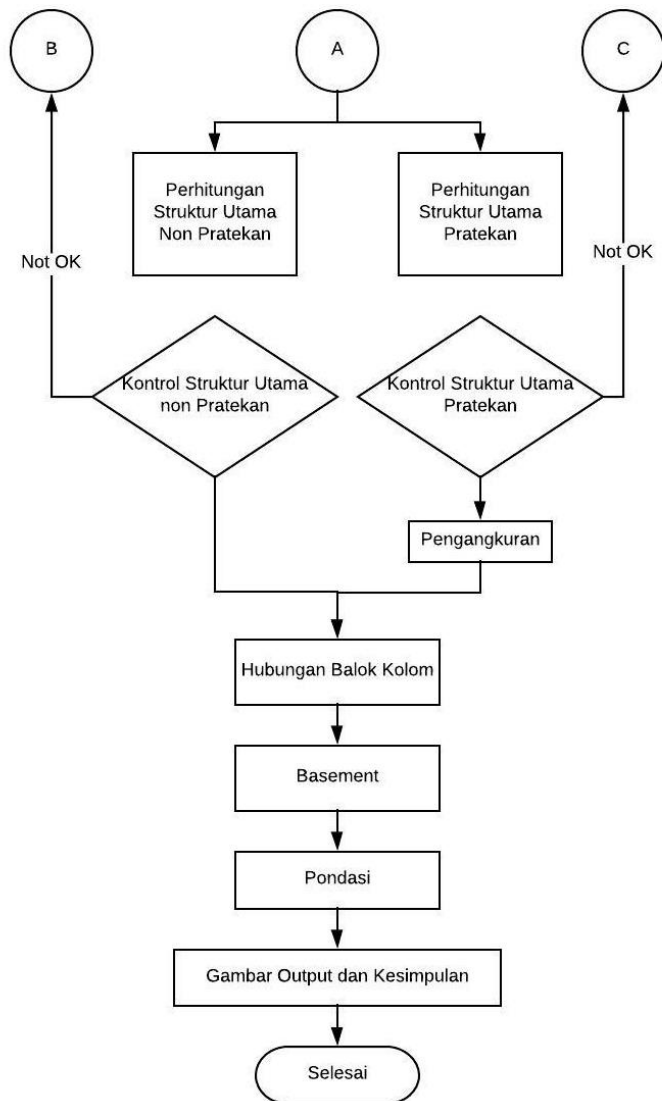
### 3.1 Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

### 3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Lingkup pekerjaan yang akan dilaksanakan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini akan diterangkan sesuai bagan alir pada **Gambar 3.1** di bawah ini:





Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

### 3.3 Pengumpulan Data

#### 1. Data Umum

- Nama gedung : Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhamadiyah Prof. Dr. Hamka
- Lokasi : Jl. Raya Bogor KM. 23 No.99 Kel. Rambutan Kec. Ciracas, Jakarta Timur 13930
- Fungsi : Gedung sekolah
- Jumlah lantai : 9
- Ketinggian Tiap Lantai:
  - Basement : 3,2 m
  - Lantai 1 : 5 m
  - Lantai 2-8 : 4 m
  - Lantai 9 : 3,52 m
- Tinggi bangunan : 36,52 m
- Total luas area : -
- Struktur utama : Struktur beton bertulang

#### 2. Data Bahan :

- Kekuatan tekan beton ( $f_c'$ ) : - MPa
- Tegangan leleh baja ( $f_y$ ) : - Mpa
- Data Tanah : -

#### 3. Data Gambar

- Gambar Sruktur : (Lampiran)
- Gambar arsitektur : (Lampiran)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton prategang dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

#### 1. Data Umum Bangunan

- Nama gedung : Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhamadiyah Prof. Dr. Hamka

- Lokasi : Jl. Raya Bogor KM. 23  
No.99 Kel. Rambutan Kec. Ciracas, Jakarta Timur  
13930
  - Fungsi : Gedung sekolah
  - Jumlah lantai : 10
  - Ketinggian Tiap Lantai:
    - Basement – Lantai 9 : 4 m
    - Lantai 10 : 5 m
  - Tinggi bangunan : 45 m
  - Total luas area : -
  - Struktur utama : Struktur beton bertulang
  - Atap : Struktur beton prategang
2. Data Bahan :
- Kekuatan tekan beton ( $f'c$ )
    - Balok induk : 40 MPa
    - Balok anak : 40 MPa
    - Pelat Lantai : 40 MPa
    - Kolom : 40 MPa
    - Balok Prategang : 45 MPa
    - Pelat Atap : 45 MPa
  - Tegangan leleh baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa
  - Data Tanah : -
3. Data Gambar
- Gambar Struktur : (Lampiran)
  - Gambar arsitektur : (Lampiran)

### 3.4 Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini bersumber dari beberapa buku, jurnal, dan peraturan. Literatur-literatur yang digunakan dicantumkan pada daftar pustaka.

### 3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi:

### 3.5.1 Perencanaan Pelat

#### 3.5.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat

##### a. Menentukan tebal minimum pelat

Dimensi tebal minimum pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 persamaan 9-13, antara lain:

- 1) Untuk  $\alpha_{fm}$  sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan **Tabel 3.1**

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh, $f_y$ MPa <sup>1</sup>	Tanpa penebalan <sup>2</sup>			Dengan penebalan <sup>2</sup>		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir <sup>3</sup>		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir <sup>3</sup>	
280	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

<sup>1</sup>Untuk konstruksi dua arah,  $\ell_n$  adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.  
<sup>2</sup>Untuk  $f_y$  antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.  
<sup>3</sup>Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.  
<sup>4</sup>Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai  $\alpha$  untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

(SNI 2847:2013,Tabel 9.5(c))

- 2) Untuk  $\alpha_{fm}$  lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (3.1)$$

(SNI 03-2847-2013, persamaan 9-12)

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- 3) Untuk  $\alpha_{fm}$  lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad (3.2)$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-13)  
dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

- 4) Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan  $\alpha_f$  tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan pada persamaan 3.1 atau 3.2 harus dinaikan paling tidak 10 persen pada panel dengan tepi yang tidak menerus.

dimana:

- $\alpha_{fm}$  adalah nilai rata - rata dari  $\alpha_f$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel, dengan rumus sebagai berikut.

$$\alpha_{fm} = \frac{E.balok \times I.balok}{E.pelat \times I.pelat} \quad (3.3)$$

dengan :

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad (3.4)$$

$$I_{plat} = Ly \times \frac{h_f^3}{12} \quad (3.5)$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{h_f}{h_w}\right) x \left[ 4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w}\right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{h_f}{h_w}\right)} \quad (3.6)$$

- $\beta$  adalah rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat, dengan rumus sebagai berikut.

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \text{ ( pelat 2 arah)} \quad (3.7)$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} > 2 \text{ (pelat 1 arah)} \quad (3.8)$$

dengan :

$L_n$  = bentang bersih yang lebih panjang

$S_n$  = bentang bersih yang lebih pendek

$l_n$  adalah panjang bentang bersih dalam arah memanjang diukur muka ke muka balok

#### **b. Menentukan Lebar Efektif**

Dimensi lebar efektif dari balok harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 8.12.2 dan pasal 8.12.3

1) Interior tidak boleh melebihi :

$$- be_1 = \frac{1}{4} \times L \quad (3.9)$$

$$- be_2 = bw + 8t \quad (3.10)$$

$$- be_3 = bw + \frac{1}{2} S \quad (3.11)$$

2) Eksterior tidak boleh melebihi :

$$- be_1 = \frac{1}{12} \times L \quad (3.12)$$

$$- be_2 = bw + 6t \quad (3.13)$$

$$- be_3 = bw + \frac{1}{2} S \quad (3.14)$$

dimana:

$be$  = lebar efektif

$L$  = panjang bentang balok

$t$  = tebal slab

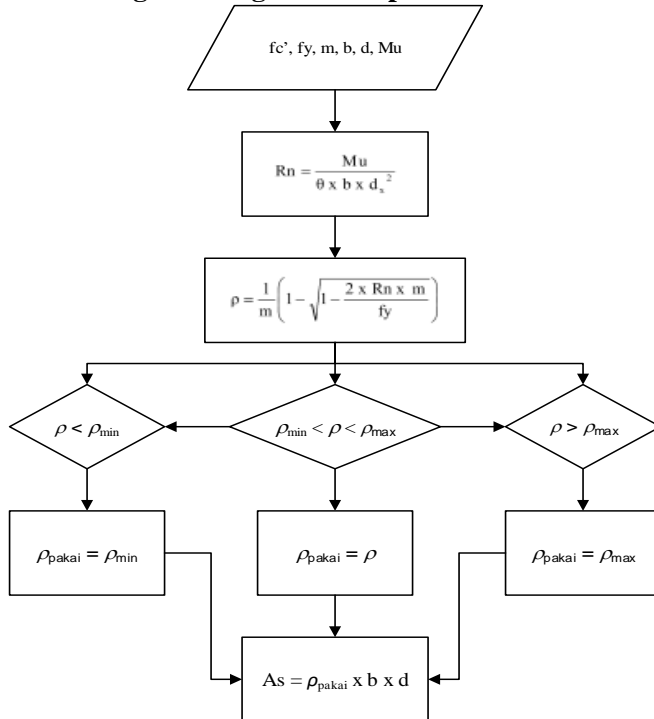
$S$  = jarak bersih ke badan di sebelahnya



### 3.5.1.2 Penulangan Pelat

Perencanaan tulangan pelat terbagi menjadi perhitungan tulangan lentur pelat, perhitungan tulangan geser, dan perhitungan tulangan susut.

#### a. Perhitungan tulangan lentur pelat



Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur

#### b. Perhitungan tulangan geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4, antara lain.

- 1) Hitung  $V_u$  pada titik berjarak  $d$  dari ujung perletakan

- 2) Cek apakah  $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$ . Apabila tidak memenuhi maka diperlukan perbesaran penampang.
- 3) Kriteria kebutuhan tulangan geser menurut SNI 2847:2013 pasal 11.4.7 :
  - Jika  $V_u \leq 0,5 \phi V_c$ , maka tidak diperlukan penulangan geser
  - Jika  $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$ , maka perlu memakai tulangan geser minimum
  - Jika  $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$ , maka diperlukan tulangan geser
  - Jika  $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u$ , maka diperlukan tulangan geser dimana :
    - $V_u$  adalah gaya geser berfaktor
    - $V_c$  adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (3.15)$$

- $V_s$  adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_s = \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (3.16)$$

- $V_n$  adalah kekuatan geser Nominal ( $V_c + V_s$ )
- $\phi$  sama dengan 0,6 (untuk geser)

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari  $d/2$  sepanjang panjang komponen struktur. (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4).

### c. Perhitungan tulangan susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1. Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

- 1) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir Mutu 280 atau 350.....0,0020

2) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las Mutu

420..... 0,0018

3) Slab yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35persen.....

$$0.0018 \left( \frac{420}{f_y} \right)$$

### 3.5.2 Perencanaan Dimensi Tangga

Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Persyaratan dalam perencanaan dimensi tangga adalah sebagai berikut :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65 \quad (3.17)$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \quad (3.18)$$

dimana:

$\alpha$  = Kemiringan tangga

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

### 3.5.3 Perencanaan Balok Lift

Metode perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan balok lift merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan katrol lift balok penggantung. Ruang landasan diberi kelonggaran (*lift pit*) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan. Selain itu, *lift itp* berfungsi pula menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus. Perencanaan ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift. Asumsi pembebanan balok lift mengacu pada brosur.

### 3.5.4 Perencanaan Balok Anak

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban ekuivalen yang berbentuk trapezium pada arah yang lebih panjang dan segitiga pada arah yang

lebih pendek. Beban ekuivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi di balok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser (perhitungan tulangan longitudinal sama dengan pelat).

### 3.5.4.1 Perencanaan dimensi balok anak

Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2

#### a. Perencanaan Tinggi Balok Anak

Perencanaan tinggi balok menggunakan

#### Tabel 3.2

Tabel 3. 2 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan Tidak Dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, $h$			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell/16$	$\ell/18,5$	$\ell/21$	$\ell/8$

CATATAN:  
 Panjang bentang dalam mm.  
 Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:  
 (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*),  $w_c$ , di antara 1440 sampai 1840 kg/m<sup>3</sup>, nilai tadi harus dikalikan dengan  $(1,65 - 0,0003w_c)$  tetapi tidak kurang dari 1,09.  
 (b) Untuk  $f_y$  selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ .

SNI 2847: 2013 Tabel 9.5 (a)

#### b. Perencanaan Lebar Balok Anak

$$b = \frac{2}{3} \times h \quad (3.19)$$

### 3.5.4.2 Penulangan Balok Anak

Cara perhitungan penulangan balok anak sama dengan penulangan balok induk.

## 3.6 Preliminary Desain

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013, yang berupa:

### 3.6.1 Preliminary desain struktur utama non prategang

#### 3.6.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Perencanaan balok mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. Perencanaan tinggi balok mengikuti **Tabel 3.2** dan perencanaan lebar balok mengikuti persamaan 3.19.

#### 3.6.1.2 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom awalnya harus menentukan beban yang akan membebani kolom tersebut, kemudian kalikan dengan factor beban, lalu dapat dicari luasan dari kolom tersebut sesuai dengan rumus:

$$A = \frac{W}{\phi \times f'_c} \quad (3.20)$$

dimana:

A	= Luas kolom rencana
W	= Beban total terfaktor
$f'_c$	= Mutu beton (MPa)
$\phi$	= 0,65 (factor reduksi)

### 3.6.2 Preliminary desain struktur prategang

Menentukan dimensi awal balok prategang yang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847-2013. Penampang awal beton prategang didesain berdasarkan ketentuan-ketentuan sesuai SNI 2847:2013 pasal 18. Selain itu juga dapat didesain dengan asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok pada **Tabel 3.2**.

## 3.7 Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di SNI 1727:2013 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 1727:2013 Pasal 2.3.2 antara lain:

#### 3.7.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai,

atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. (SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1)

### 3.7.2 Beban Hidup

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. (SNI 1727:2013 Pasal 4.1)

### 3.7.3 Beban Gempa

Menurut SNI 1726:2012, terdapat 2 metode analisa gempa dinamik, yaitu analisis respon spectrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (time history). Pada Tugas Akhir ini digunakan analisis gempa dengan menggunakan respon spectrum. Berikut merupakan tahapan perhitungan analisa respon spectrum untuk mendapatkan nilai gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat.

#### 3.7.3.1 Menentukan Kelas Situs

SNI 1726:2012 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai  $N$  berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 persamaan (2).

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A

SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralisir $\bar{s}_u < 25 \text{ kPa}$		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3\text{m}$ ) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5 \text{ m}$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35 \text{ m}$ dengan $\bar{s}_u < 50 \text{ kPa}$		

(Tabel 3 SNI 1726:2012)

### 3.7.3.2 Menentukan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

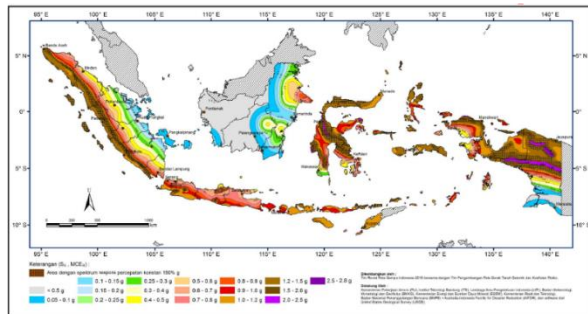
Sesuai Tabel 1 SNI 1726-2012, untuk berbagai resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh

gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  menurut Tabel 2 SNI 1726-2012.

Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) termasuk ke dalam kategori IV sehingga faktor keutamaan gempa gedung sebesar 1,5.

### 3.7.3.3 Menentukan Nilai $S_s$ dan $S_1$

$S_s$  adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (SNI 1726:2012). Nilai  $S_s$  diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada **Gambar 3.3**.

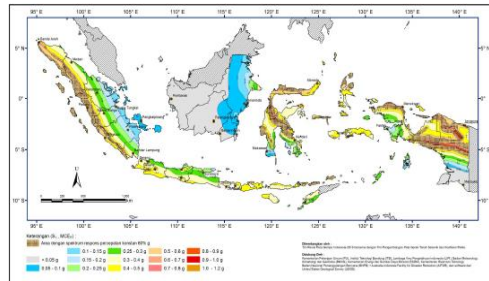


Gambar 3. 3  $S_s$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ( $MCE_R$ )

(SNI 1726-2012, Gambar 9)

$S_1$  adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (SNI 1726:2012). Nilai  $S_1$  diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada **Gambar 3.4**.





Gambar 3. 4  $S_1$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ( $MCE_R$ )  
(SNI 1726-2012, Gambar 10)

### 3.7.3.4 Menentukan Faktor Amplifikasi Getaran

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) bergantung pada nilai situs terdahulu dan nilai  $S_s$ , sementara faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode 1 detik ( $F_v$ ) bergantung pada kelas situs terdahulu dan nilai  $S_1$ . Nilai  $F_a$  dan  $F_1$  ditentukan oleh **Tabel 3.4** dan **Tabel 3.5**.

Tabel 3. 4 KoeKoefisien situs, Fa

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S <sub>s</sub>				
	S <sub>s</sub> ≤ 0,25	S <sub>s</sub> = 0,5	S <sub>s</sub> = 0,75	S <sub>s</sub> = 1,0	S <sub>s</sub> ≥ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

(SNI 1726-2012, Tabel 4)

Tabel 3. 5 Koefisien situs, Fv

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik, S <sub>s</sub>				
	S <sub>1</sub> ≤ 0,1	S <sub>1</sub> = 0,2	S <sub>1</sub> = 0,3	S <sub>1</sub> = 1	S <sub>1</sub> ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

(Tabel 3.5 SNI 1726-2012, Tabel 5)

Catatan :

1. Untuk nilai-nilai antara S<sub>s</sub> dapat dilakukan interpolasi linier
2. SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik

### 3.7.3.5 Menentukan $S_{MS}$ dan $S_{M1}$

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (2.21)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.22)$$

### 3.7.3.6 Menghitung Nilai $S_{D1}$ dan $S_{DS}$

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek,  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{D1}$  harus ditentukan melalui persamaan berikut : (SNI 1726:2012 pasal 6.3)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.23)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.24)$$

### 3.7.3.7 Menentukan Kategori Desain Seismik ( $K_{DS}$ )

Dari nilai  $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$  dan kategori resiko gedung akan didapatkan dua kategori desain seismik. Nilai yang diambil adalah yang paling besar dari kedua  $K_{DS}$  tersebut. Nilai tersebut didapatkan harus dari nilai dalam **Tabel 3.6** dan **Tabel 3.7**:

Tabel 3. 6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode Pendek,  $S_{DS}$

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.5 \leq S_{DS}$	D	D

(SNI 1726-2012, Tabel 6)

Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter  
Respons Percepatan Periode 1 detik,  $S_{DI}$

Nilai $S_{DI}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{DI} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DI} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DI}$	D	D

(SNI 1726-2012, Tabel 7)

### 3.7.3.8 Menentukan Sistem Struktur dan Parameter Struktur

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom, dan sambungan menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi letur, geser, dan aksial. SRPM dapat dikelompokkan sebagai berikut :

- a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB); Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI beton pasal 1-20 dan 22, serta Pasal 21.1.2 dan 21.2. Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B
- b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan *detailing* pasal 21.1.2 dan 21.1.8 serta 21.3. Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimum KDS C.
- c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan

untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan Pasal 21.1.2 hingga 21.1.8, Pasal 21.5 hingga 21.8, serta Pasal 21.11 hingga 21.13. Sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh dan harus digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D, E atau F.

Sistem struktur yang dipilih harus sesuai dengan batasan dan memperhatikan koefisien dalam jenis sistem struktur sesuai dengan SNI 1726-2012 Pasal 7.2.2.

### 3.7.3.9 Menghitung Koefisien Respon Seismik

Koefisien respons seismik,  $C_s$  harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.25)$$

dimana :

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

$R$  = faktor modifikasi respons yang ditentukan oleh sistem penahan gempa yang dipilih

$I_e$  = faktor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai  $C_s$  yang dihitung  $\leq$  dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.26)$$

dan  $C_s \geq$  dari :

$$C_s = 0,044.S_{DS}.I_e > 0,01 \quad (3.27)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.28)$$

dimana :

$S_{D1}$  = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1,0 detik

$T$  = perioda fundamental struktur (detik)

$S_1$  = parameter percepatan spektrum respons maksimum

### 3.7.3.10 Menghitung Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif struktur, harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya, yaitu:

- Daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi public dan struktur parkir terbuka, serta beban, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismik efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan);
- Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil yang terbesar di antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar  $0.46 \text{ kN/m}^2$ ;
- Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
- Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya

### 3.7.3.11 Menghitung Distribusi Gaya Vertikal

Gaya gempa lateral ( $F_x$ ), dalam (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.29)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.30)$$

dimana :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

$V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$w_i$ dan $w_x$	=	bagian berat seismik efektif total struktur pada tingkat $i$ atau $x$ (kN)
$h_i$ dan $h_x$	=	tinggi dari dasar sampai tingkat $i$ atau $x$ , dalam meter (m)
$k$	=	eksponen yang terkait dengan perioda struktur berikut ini: struktur dengan perioda 0,5 atau kurang, $k=1$ struktur dengan perioda 2,5 atau lebih, $k=2$ struktur dengan perioda 0,5 -2,5 $k=2$ , atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

### 3.7.4 Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1 sehingga

- $U = 1,4 D$
- $U = 1,2 D + 1,6 L$
- $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
- $U = 1,0 D + 1,0 L$
- $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

dimana:

$U$  = beban ultimate

$D$  = beban mati

$L$  = beban hidup

$E$  = beban gempa

### 3.8 Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan program bantu untuk mendapatkan reaksi-reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur. Model harus memenuhi beberapa kriteria dibawah agar gaya gempa yang terjadi pada model dapat digunakan untuk perhitungan perencanaan.

#### 3.8.1 Kontrol Permodelan Struktur

Kontrol permodelan struktur dilakukan setelah memperoleh analisa dari program bantu , hal ini dilakukan agar mengetahui desain yang dilakukan telah memenuhi syarat

keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada peraturan. Kontrol permodelan struktur yang dilakukan sebagai berikut:

### 3.8.1.1 Kontrol Partisipasi Massa (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1)

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

### 3.8.1.2 Kontrol Periode Fundamental Struktur (SNI 1726:2012 pasal 7.8.2)

Periode fundamental struktur,  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur,  $T$ , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dari Tabel 14 dan periodan fundamental pendekatan,  $T_a$ , yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1. Sebagai alternative pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur,  $T$ , diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan,  $T_a$ , yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.31)$$

dimana:

$h_n$  = ketinggian struktur (m)

$C_t$  = koefisien yang ditentukan dari **Tabel 3.12**

$x$  = koefisien yang ditentukan dari **Tabel 3.13**

Tabel 3. 8 Koefisien  $C_u$

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, $SDI$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,15$	1,7



(SNI 1726:2012, Tabel 14)  
Tabel 3. 9 Koefisien  $C_t$  dan  $x$

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Rangka Baja Pemikul Momen	0,0724	0,8
Rangka Beton Pemikul Momen	0,0466	0,9
Rangka Baja dengan Bresing Eksentris	0,0731	0,75
Rangka Baja dengan Bresing Terkekang Terhadap Tekuk	0,0731	0,75
Semua Sistem Struktur Lainnya	0,0488	0,75

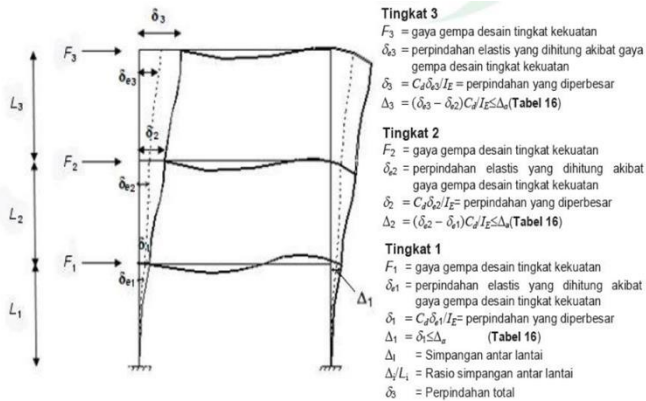
(SNI 1726:2012, Tabel 15)

### **3.8.1.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1)**

Bila Periode fundamental yang dihitung melebihi  $C_u T_a$ , maka  $C_u T_a$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $T$  dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85 V/V_t$ .

### **3.8.1.4 Kontrol Drift / Defleksi Bangunan (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6)**

Penentuan Simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa terletak tidak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertika dari pusat massa tingkat diatasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, defleksi harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



Gambar 3. 5 Perhitungan simpangan tiap lantai  
(SNI 1726:2012 Gambar 5)

Tabel 3. 10 Simpang ijin struktur

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpanan antar lantai	0,025 h	0,02 h	0,015 h
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h	0,010 h	0,010 h
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h	0,007 h	0,007 h
Semua struktur lainnya	0,020 h	0,015 h	0,010 h

(SNI 1726:2012 Tabel 16)

### 3.9 Perencanaan Struktur

Perencanaan struktur yang digunakan merupakan konsep desain yang hendak digunakan pada perhitungan perencanaan gedung.

#### 3.9.1 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program bantu dilakukan kontrol desain serta penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang terdapat pada SNI 2847:2013. Kontrol desain dilakukan untuk analisa struktur bangunan, sehingga memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada pertauran. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (servisibility) dan beban ultimate. Apabila desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar. Apabila tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

##### 3.9.1.1 Perencanaan Tulangan Balok

Perencanaan tulangan balok terbagi atas tulangan lentur dan tulangan geser, dan tulangan torsi bila diperlukan.

###### a. Perencanaan tulangan lentur balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.3.2.

###### b. Perhitungan tulangan geser balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai dengan SNI 2847:2013. Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi:

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (3.32)$$

dimana :

$V_n$  = kuat geser nominal penampang

$V_u$  = kuat geser terfaktor pada penampang

$\Phi$  = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75 (SNI 2847:2013, Pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang terdiri dari kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ ).

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.33)$$

$$V_c = 0,17 \alpha \sqrt{f' c} b_w d \quad (3.34)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.35)$$

dimana :

$V_u$  = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

$V_n$  = Kuat geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat geser nominal tulangan geser

### c. **Kontrol torsi**

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f' c}}{12} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (3.36)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3.37)$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2 A_0 A_t f_y}{s} \cot \theta \quad (3.38)$$

dimana :

$T_u$  = Momen torsi terfaktor

$T_n$  = Kuat momen torsi

$T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

$A_0$  = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser

mm<sup>2</sup>

### 3.9.1.2 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

### 3.9.2 Perhitungan Struktur Utama Prategang

Dalam perencanaan beton prategang pada Tugas Akhir ini, perencanaan balok prategang dengan menggunakan sistem monolit, jacking di tempat dan sistem pasca tarik, yaitu sistem prategang dimana kabel ditarik setelah beton mengeras. Langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut:

#### 3.9.2.1 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, gaya tersebut kemudian akan disalurkan ke penampang. Gaya prategang mempengaruhi tendon dan baja sesuai dengan esentrisitas yang digunakan, terdefiniskan pada persamaan di bawah. (Nawy, 2001)

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (3.39)$$

#### 3.9.2.2 Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847:2013 Pasal 18.5.1.

Tegangan baja yang digunakan tidak boleh melampaui nilai berikut :

- a. Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*)  
 $0,94f_{py}$  atau  $< 0,8f_{pu}$  (3.40)  
 dan nilai maksimum direkomendasikan pabrik yang membuat tendon prategang dan perangkat angkur.
- b. Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya prategang:

$$0,70 f_{pu} \quad (3.41)$$

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin pada saat pemberian gaya prategang (sebelum kehilangan):

$$0.60 f_{ci} \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar}) \quad (3.42)$$

$$0.5 \sqrt{f_{ci}} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar}) \quad (3.43)$$

dimana:

$f_{ci}$  = kuat tekan beton saat jacking

- b. Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang :

$$0.45 f'_c \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar})$$

$$ft \leq 0.62 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas U})$$

$$0.62 \sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas T})$$

$$ft > \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas C})$$

Setelah memilih tendon baja prategang, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2013. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan.

### 3.9.2.3 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu :

- 1) Kehilangan segera (Kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang, yang terdiri dari:

- a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran, sebagai berikut :

$$\Delta = \frac{Srata-rata}{\Delta a} \times 100\% \quad (3.44)$$

$$\Delta a = \frac{\sigma L}{E_s} \quad (3.45)$$

dimana:

$\Delta$	= kehilangan gaya prategang (%)
$\Delta a$	= deformasi pada angkur
$\sigma$	= tegangan pada beton
$E_s$	= modulus elastisitas baja prategang
$L$	= panjang kabel
$S_r a^2$	= harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b).

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis, sebagai berikut:

$$E_s = K_e \times n \times F_{cir} \quad (3.46)$$

dimana:

$K_e$  = 1 untuk komponen pratarik 0.5 untuk komponen pasca tarik (digunakan)

$n$  = Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja ( $E_s/E_c$ )

$E_s$  = Modulus elastisitas baja

$E_c$  = Modulus elastisitas beton

$F_{cir}$  = Tegangan pada penampang beton ( $F_o/A$ )

- c. Kehilangan akibat gesekan (*Woble Efect*) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.2)

Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan, sebagai berikut:

$$P_s = P_x \cdot e^{-\Sigma(\mu \alpha_i + K L_i)} \quad (3.47)$$

$$\Delta = (1 - e^{-\mu \alpha - K L}) \times 100\% \quad (3.48)$$

$$\alpha = 8 \times \frac{f}{L} \quad (3.49)$$

dimana:

$P_s$  = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*

$P_x$  = Gaya awal prategang di tengah bentang

$K$  = Koefisien *Woble Efect*, sesuai **Tabel 3.15**

$L$  = Panjang bersih balok

$\alpha$  = Sudut kelengkungan

$\mu$  = Koefisien gesekan

$f$  = Fokus tendon (eksetrisitas dari c.g.s)

Tabel 3. 11 Koefisien Friksi ( $\mu$ ) dan *Woble Effect* (K)

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/meter	$\mu$ /radial
Tendon in flexible metal sheathing:			
-Wire tendon	0.0010-0.0015	0.0033-0.0049	0.15-0.25
-7-wires strand	0.0005-0.0020	0.0016-0.0066	0.15-0.25
-High-strength bars	0.0001-0.0006	0.0003-0.0020	0.08-0.30
Tendon in Rigid Metal Duct			
7-wires strand	0.0002	0.00066	0.15-0.25
Pregreased tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0.0003-0.0020	0.0010-0.0066	0.05-0.15
Mastic-Coated Tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0.0010-0.0020	0.0033-0.0066	0.05-0.15

(Lin dan Burns, 1996)

- d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Kehilangan ini perlu diperhitungkan untuk desain cor monolit, karena pada saat jacking beton terkekang oleh kolom. Kehilangan ini didasarkan pada sistem pengecoran cast in place.

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (3.50)$$

dimana:

$M_B$  dan  $M_A$  = Momen muka kolom pada titik A dan B akibat gaya P yang bekerja

$h$  = tinggi kolom

- 2) Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah:

- a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.c)  
Perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai untuk *bounded tendon*, sebagai berikut :

$$CR = K_{cr} \cdot \left( \frac{E_s}{E_c} \right) \cdot [f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.51)$$



dimana :

$K_{cr} = 2$  untuk pratarik 1,69 untuk pascatarik (digunakan)

$f_{cds}$  = tegangan beton didaerah c.g.s akibat beban tetap (dead load)

$f_{cir}$  = tegangan beton didaerah c.g.s akibat gaya awal prategang

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 Pasal 20.6.1.d)

Untuk komponen pascatarik dihitung dengan rumus :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH) \quad (3.52)$$

dimana :

$\frac{V}{S}$  =  $\frac{V}{S}$  adalah ratio volume dan S adalah luas permukaan

Koefisien  $0,06 \frac{V}{S}$ , dalam satuan inci =  $0,0236 \frac{V}{S}$  dalam satuan cm.

$K_{sh} = 1$  (metode pratarik), lihat **Tabel 3.16** (metode pasca tarik)

$RH$  = Kelembaban relatif udara sekitar

Tabel 3. 12 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik

$K_{SH}$	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang (hari)
0.92	1
0.85	3
0.8	5
0.77	7
0.73	10
0.64	20
0.58	30
0.45	60

(Lin dan Burns, 1996)

c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.3)

Perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja, sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J](SH + CR + ES)] \times C \quad (3.53)$$

dimana:

$K_{re}$  = Koefisien Relaksasi baja, terdapat pada **Tabel 3.17**

$J$  = Koefisien Relaksasi, terdapat pada **Tabel 3.18**

$SH$  = Kehilangan prategang akibat susut

$CR$  = Kehilangan prategang akibat rangkai

$ES$  = Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

$C$  = Koefisien batang stress relieved

Tabel 3. 13 Nilai  $K_{re}$  dan  $J$

Tipe Tendon	$K_{re}$ (psi)	$J$
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 270	20.000	0,15
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 250	18.500	0,14
Kabel wires stress-relieved mutu 240 atau 235	17.600	0,13
Kabel strand relaksasi rendah mutu 270	5000	0,04
Kabel wires relaksasi rendah mutu 250	4630	0,037
Kabel wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4400	0,035
Bar relaksasi rendah mutu 145 atau 160	6000	0,05

(Lin dan Burns, 1996)

Tabel 3. 14 Nilai C

$f_u/f_{pu}$	Tegangan Kabel	Tegangan Batang (Bar) atau Kabel Relaksasi Rendah
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

(Lin dan Burns, 1996)

### 3.9.2.4 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.13.

#### a. Kontrol Momen Nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada saat penampang mencapai kuat nominal (fps) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai fps pada balok dihitung dengan rumus pada SNI 2847:2013 Pasal 18.7.

Momen nominal merupakan momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang fungsinya menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Momen nominal dapat dihitung dengan rumus, sebagai berikut

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f_c'} \right) \quad (3.54)$$

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr} \quad (3.55)$$

dimana:

$M_n$  = Momen nominal

$M_u$  = Momen ultimate ( $1.2MD + 1.6ML$ )

$A_{ps}$  = luasan tendon prategang

$f_{ps}$  = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominal

$d_p$  = jarak penampang baja ke serat atas beton

$b$  = lebar penampang beton

$f'_c$  = mutu beton

$\phi$  = angka reduksi (0.9)

b. Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut

$$1.2M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3.56)$$

dimana :

$M_{cr}$  = momen retak yang terjadi pada balok prategang

$M_u$  = momen ultimate balok prategang

$M_n$  = Kapasitas penampang

$\Phi$  = Faktor reduksi

c. Kontrol Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-reatakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya ( $f_r$ ). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (3.57)$$

$$M_1 = F \times (e + Kt) \quad (3.58)$$

$$M_2 = F_r \times W_b \quad (3.59)$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f'_c} \quad (3.60)$$

dimana:

$M_{cr}$  = Momen Crack

$F$  = gaya prategang pada saat servis

$e$  = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

$Kt$  = daerah kern diatas sumbu netral beton

$f_r$  = tegangan tarik pada serat terluar beton

$W_b$  = momen resisten bawah ( $I/Y_b$ )

d. Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap yang kritis, baik pada saat jacking atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal.18.4.1).

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \mp \frac{F \cdot e}{W_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{W_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{W_{t,b}} \leq \sigma_{ijin \text{ ct,b}} \quad (3.61)$$

dimana :

$\sigma_{ct,b}$  = Tegangan lentur yang terjadi pada serat atas dan bawah

$F$  = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

$A$  = Luas penampang

$W_{t,b}$  = Modulus elastis penampang

$e$  = Eksentrisitas dari garis netral beton prategang (c.g.c) ke tendon baja (c.g.s)

$M_{DL}$  = Momen akibat berat sendiri

$M_{LL}$  = Momen akibat beban hidup

$\sigma_{ijin \text{ ct,b}}$  = Tegangan ijin sesuai ketentuan pada SNI.

e. Kontrol Geser

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.3.1, dimana dapat digunakan dua perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

Rumus untuk perhitungan kontrol geser, sebagai berikut:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.62)$$

dimana:

$$V_c = \left( 0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \times b_w \times d \quad (3.63)$$

serta  $V_c$  harus memenuhi persyaratan berikut :

$$0,17 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq V_c \leq 0,42 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.64)$$

Bila diperlukan perhitungan geser secara rinci , dapat digunakan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 11.3.31 dan 11.3.3.2 dengan  $V_c$  harus terkecil dari  $V_{ci}$  dan  $V_{cw}$

$$V_{ci} = \left( 0.05\lambda\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_p + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cro}}{M_{max}} \right) \quad (3.65)$$

dimana  $d_p \geq 0.8h$  dan

$$V_{ci} \geq 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.66)$$

dengan,

$$M_{cro} = \frac{I}{y_t} \left( 0.05\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d \right) \quad (3.67)$$

Dan nilai-nilai  $M_{max}$  dan  $V_i$  harus dihitung dari kombinasi beban yang menimbulkan momen maksimum pada penampang yang ditinjau.

$V_{cw}$  harus dihitung dengan:

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w \cdot d_p + V_p \quad (3.68)$$

dimana:

- $V_c$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton
- $V_u$  = Kuat geser ultimate dari kombinasi beban yang ada
- $V_{ci}$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser
- $V_{cw}$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang
- $V_d$  = Gaya geser pada penampang akibat beban mati tidak terfaktor
- $V_i$  = Gaya geser terfaktor pada penampang akibat beban luar yang terjadi bersamaa dengan  $M_{max}$
- $V_p$  = Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang
- $I$  = Momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor yang bekerja
- $y_t$  = Garis netral
- $b_w$  = Lebar badan / garis tengah penampang
- $D$  = Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik

- $M_{cro}$  = Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar  
 $M_{max}$  = Momen terfaktor maksimum pada penampang akibat beban luar  
 $f_d$  = Tegangan akibat beban mati tak terfaktor, pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik disebabkan oleh beban luar  
 $f_{pc}$  = Tegangan tekan pada beton setelah kehilangan pada titik berat penampang yang menahan beban luar atau pertemuan antara badan dan flens jika titik berat terletak dalam flens  
 $f_{pe}$  = Tegangan tekan pada beton akibat gaya prategang efektif saja setelah memperhitungkan kehilangan pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik terjadi akibat beban luar

### 3.9.2.5 Kontrol Lendutan

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lendutan yang harus dilakukan yaitu:

- Lendutan akibat tekanan tendon  
Perhitungan lendutan akibat tekanan tendon dapat dihitung, sebagai berikut:

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{Po \times l^4}{Ec \times I} \quad (3.69)$$

Dengan nilai  $Po$  sebesar

$$Po = \frac{8 \times Fo \times f}{l^2} \quad (3.70)$$

dimana:

- $Po$  = Gaya Prategang (N)  
 $f$  = Fokus tendon (eskentrisitas dari c.g.s)  
 $l$  = panjang efektif (mm)  
 $Ec$  = Modulus elastisitas beton (MPa)

$I$  = Inersia balok ( $\text{mm}^4$ )

- Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok

Eksentrisitas terhadap c.g.c pada letak tendon menyebabkan lendutan kearah bawah (karena menyebabkan momen negatif)

$$\Delta l_{me} = \frac{P_o \times e \times l^2}{8 \times E_c \times I} \quad (3.71)$$

dimana:

$P_o$  = Gaya Prategang (N)

$e$  = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)

$l$  = panjang efektif (mm)

$E_c$  = Modulus elastisitas beton (MPa)

$I$  = Inersia balok ( $\text{mm}^4$ )

- Lendutan akibat beban sendiri

Berat sendiri menyebabkan balok terletak kebawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.72)$$

dimana:

$q_o$  = Beban terbagi merata (N/m)

$e$  = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)

$l$  = panjang efektif (mm)

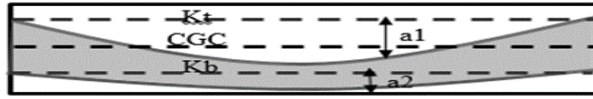
$E_c$  = Modulus elastisitas beton (MPa)

$I$  = Inersia balok ( $\text{mm}^4$ )

### 3.9.2.6 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton.





Gambar 3. 6 Daerah Limit kabel

dimana :

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M_{max}}{F} \quad (3.73)$$

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M_{min}}{F_o} \quad (3.74)$$

### 3.9.2.7 Pengangkuran

Kegagalan pada balok prategang pasca tarik bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global disyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 18.13.2.2 Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847:2013 Pasal 18.13.1.2.

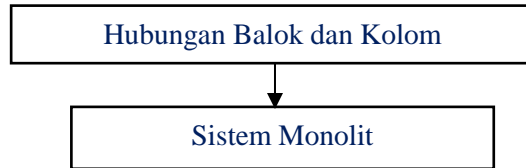
Daerah pengangkuran dianggap tersusun dari dua buah daerah, yaitu:

- Daerah local : Prisma persegi (atau prisma persegi ekuivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulangan pengekang,
- Daerah umum : Daerah tempat pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarkan secara merata pada seluruh penampang.

### 3.10 Sistem Hubungan Balok Kolom

Sistem yang digunakan untuk balok prategang dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur puntir (SNI 2847:2013 Pasal 13.7.5.1). Struktur monolit diasumsikan mampu menahan

geser vertikal, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama (SNI 2847:2013 Pasal 17.4.2).



Gambar 3. 7 Bagan Hubungan Balok Kolom

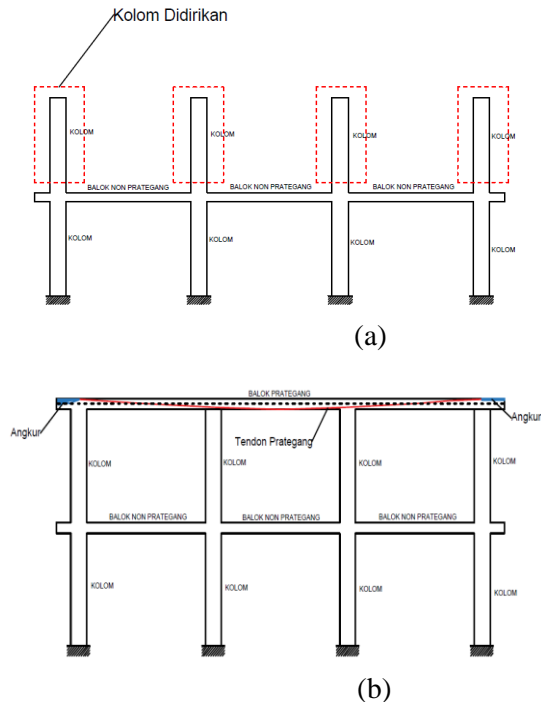
### 3.10.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit

Balok prategang dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode *post-tension*. Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri **Gambar 3.9** (a).

Bekisting beton prategang dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakkan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya. Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar b.effektif. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.

Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan. Tendon tersebut kemudian ditarik (*jacking*) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian *jacking* harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.

Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon. Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.



Gambar 3. 8 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Monolit (b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit

### 3.11 Perencanaan *Basement*

Dalam perencanaan basement pada Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (Uhamka), *basement* tidak menerima langsung tekanan tanah dan air secara horizontal dikarenakan terdapat *sheet pile* yang menahan tanah dari samping *basement*.

Perencanaan struktur dinding *basement* menggunakan pelat beton. Berikut merupakan langkah – langkah dalam merencanakan dinding basement dengan pelat beton:

1. Menentukan beban – beban yang akan bekerja pada pelat basement
2. *Preliminary design* dinding dan pelat *basement*
3. Penulangan dan desain dinding basement

Penulangan dinding basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

4. Penulangan dan desain pelat basement

Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

### 3.12 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, maka kita harus meneruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Pondasi yang direncanakan menggunakan tiang pancang dengan perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan Standard Penetration Test (SPT). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur bawah adalah:

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari dan menganalisa daya dukung tanah

Data tanah dari Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) terletak di lampiran.

3. Menentukan desain dimensi tiang pancang dan jarak antara tiang pancang

Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti pada persamaan di bawah ini.

$$2.5 D \leq S \leq 5D \quad (3.75)$$

dimana:

D = diameter tiang pancang (m)

$S$  = jarak antar tiang pancang (m)

4. Menganalisa daya dukung tiang pancang

Analisa daya dukung tiang pancang dibedakan menjadi dua, yaitu daya dukung satu tiang pancang dan daya dukung tiang pancang kelompok.

- Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.76)$$

dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_P$  = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

$Q_S$  = *Resistance ultimate* akibat tekanan lateral

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ).

$$Q_P = q_p \cdot A_p = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p \quad (3.77)$$

dimana :

$\bar{N}_p$  = Harga rata-rata SPT di sekitar  $4B$  di atas hingga  $4B$  di bawah dasar tiang pondasi ( $B$ = diameter pondasi)

$$= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$$

$K$  = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi

$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$ , untuk lempung (clay)

$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa}$ , untuk lempung berlanau (silty clay)

$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa}$ , untuk pasir berlanau (silty sand)

$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}$ , untuk pasir (sand)

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang

$q_p$  = Tegangan di ujung tiang

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ).

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \beta \cdot \left( \frac{\bar{N}s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (3.78)$$

dimana :

- $q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m<sup>2</sup>  
 $N_s$  = Harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam, dengan batasan:  $3 \leq N \leq 50$ , khusus untuk aspek *friction*  
 $A_s$  = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Koefisien  $\alpha$  dan  $\beta$  adalah merupakan berturut-turut base coefficient dan shaft coefficient menurut Decourt et all (1996) yang nilai seperti pada **Tabel 2.1** dan **Tabel 2.2** dibawah ini:

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continuous	Root	Injected pile
	Pile	Pile	Pile (bentonite)	hollow sugar	pile	(high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

Tabel 3. 15 Base Coefficient  $\alpha$   
(Decourt,et all, 1996)

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continuous	Root	Injected pile
	Pile	Pile	Pile (bentonite)	hollow sugar	pile	(high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.00	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.00	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.00	1.5	3.0

Tabel 3. 16 *Shaft Coefficient*  $\beta$   
(Decourt et all, 1996)

- Daya Dukung Tiang Pancang Grup  
 Untuk kasus daya dukung tiang pancang grup, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .  
 $Q_L(\text{group}) = Q_L(1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad (2.79)$   
 dimana :  
 $N$  = jumlah tiang dalam grup  
 $C_e$  = koefisien efisiensi  
 $Q_L(\text{group})$  = daya dukung tiang pancang kelompok

QL (1 tiang) = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi  $C_e$  dapat digunakan beberapa teori dibawah ini, yaitu :

a. Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 \times \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.80)$$

dimana :

$\phi$  = diameter tiang pondasi

$S$  = jarak as ke as antar tiang dalam group

$m$  = jumlah baris tiang dalam group

$n$  = jumlah kolom tiang dalam group

$C_e = 0,9 - 1,0$  (untuk jarak antar tiang pancang  $\geq 3 \phi$ )

b. Los Angeles

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \times (m \times (n-1) + (m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)}) \quad (2.13)$$

dimana:

$B$  = Lebar grup tiang

$L$  = Panjang grup tiang

$m$  = jumlah baris tiang dalam group

$n$  = jumlah kolom tiang dalam group

c. Di sisi lain Terzaghi telah memberikan perumusan untuk menghitung daya dukung kelompok untuk lempung

$$Q_G = \beta^2 \cdot C_u \cdot N_c + 4 \cdot \beta \cdot C_u \cdot D \quad (3.81)$$

$$B = (n-1) \cdot S + d \quad (3.82)$$

dimana :

$D$  = Kedalaman tiang pondasi

$S$  = Jarak antar as tiang (*spacing*)

$C_u$  = Undrained cohesion

$n$  = Jumlah tiang dalam grup

$d$  = Diameter tiang

Untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi. Pemakaian praktis harga koefisien efisiensi  $C_e$  adalah sebagai berikut:

Pasir lepas :

- Untuk tiang-tiang pendek,  $C_e = 1,5$  (untuk  $S = 2d$ ) hingga 1 (untuk  $S = 4d$ )
- Untuk tiang-tiang panjang,  $C_e = 2$  (untuk  $S = 2d$ ) hingga 1 (untuk  $S = 6d$ )

Pasir Padat :

$C_e = 0,7$  (untuk  $S = 3d$ ) hingga 1 (untuk  $S \pm 8d$ )

5. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang pancang dalam kelompok menggunakan persamaan di bawah ini.

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X_i^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y_i^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)} \quad (3.83)$$

$P_i$	=	Gaya aksial satu tiang pancang (ton)
$\Sigma V_o$	=	Jumlah beban vertical (ton)
$n$	=	Jumlah tiang pancang
$M_x$	=	Momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu x
$M_y$	=	Momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu y
$X_i$	=	Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
$Y_i$	=	Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
$X_{max}$	=	Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)
$Y_{max}$	=	Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)

6. Merencanakan pile cap

Dalam perancangan pile cap pada tugas akhir ini penulis meninjau gaya geser pons dan penulangan momen lentur.

- Kontrol Tebal Minimum Pile Cap

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (footing) diatas tiang pondasi.

- Kontrol Geser Pons



Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana  $V_c$  harus yang terkecil diantara:

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.84)$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.85)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.86)$$

dimana :

- $\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek  
beton dari daerah beban terpusat atau reaksi
- $b_o$  = keliling dari penampang kritis pada pile cap  
=  $2(b_k + d) + 2(h_k + d)$

dimana :

- $b_k$  = lebar penampang kolom  
 $h_k$  = tinggi penampang kolom  
 $d$  = tebal efektif pile cap

- $\alpha_s$  = 20 untuk kolom sudut  
= 30 untuk kolom tepi  
= 40 untuk kolom interior

- $\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek  
beton dari daerah beban terpusat atau reaksi  
 $b_o$  = keliling dari penampang kritis pada pile cap  
 $b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$   
 $\alpha_s = 20$  untuk kolom sudut,  $\alpha_s = 30$  untuk kolom  
tepi,  $\alpha_s = 40$  untuk kolom interior

dimana :

- $b_k$  = lebar penampang kolom  
 $h_k$  = tinggi penampang kolom  
 $d$  = tebal efektif pile cap

- **Penulangan Pile Cap**

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pile cap. Perhitungan gaya dalam pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

7. **Merencanakan Sloof Pondasi (*Tie Beam*)**

Struktur sloof digunakan agar penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan. Dalam hal ini sloof berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban yang ditimpakan ke sloof terdiri dari berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan/tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

### **3.13 Gambar**

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang, struktur utama prategang, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ditentukan.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB IV**

### **PEMBAHASAN**

#### **4.1 Preliminary Design**

##### **4.1.1 Umum**

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

##### **4.1.2 Data Perencanaan**

Perencanaan Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof Dr. Hamka (UHAMKA) menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

- Tipe Bangunan : Gedung Sekolah
- Lokasi : Ciracas, Jakarta Timur
- Ketinggian Lantai
  - Basement-Lt.10 : 4 m
  - Lantai Atap : 5 m
- Mutu Beton ( $f'_c$ ) :
  - Balok induk : 40 MPa
  - Balok anak : 40 MPa
  - Pelat Lantai : 40 MPa
  - Kolom : 40 MPa
  - Balok Prategang : 45 Mpa
  - Pelat Atap : 45 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa
- Data Tanah : Terlampir
- Data Gambar : Terlampir

### 4.1.3 Pembebanan

#### 1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (SNI 1727:1989)
  - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m<sup>3</sup>
  - Adukan finishing : 0,21 kN/m<sup>3</sup>
  - Tegel : 0,24 kN/m<sup>2</sup>
  - Dinding bata ringan : 4,9 kN/m<sup>3</sup>
  - Plafond : 0,11 kN/m<sup>2</sup>
  - Penggantung : 0,07 kN/m<sup>2</sup>
  - Pumbing + ducting : 0,30 kN/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup
  - Lantai atap : 0,96 kN/m<sup>2</sup>
  - Lantai ruang seminar : 4,79 kN/m<sup>2</sup>
  - Lantai ruang kelas : 8,00 kN/m<sup>2</sup>

#### 2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012

### 4.1.4 Perencanaan Balok

#### a. Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum ( $h_{min}$ ) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. (tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung).

Persamaan 3.19: (untuk  $f_y$  selain 420 MPa)

$$h = \frac{l}{16} \times \left( 0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Persamaan 3.20:

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

dimana:

$l$  = panjang balok (mm)

$h$  = tinggi balok (mm)

$b$  = lebar balok (mm)



Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
B1	8400	Memanjang	510	340	700	450
B2	7200	Memanjang	437	291	550	350
B3	6200	Melintang	376	251	550	350
B4	5300	Melintang	322	215	550	350
B5	8400	Melintang	510	340	700	450
B6	8000	Melintang	486	324	700	450

Dapat disimpulkan dari **Tabel 4.1**, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 45/70 dan 35/55.

#### b. Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 40 MPa dan mutu baja 400 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan:

$$h_{\min} = \frac{l}{21} \times \left( 0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang berbeda diperoleh sebagai berikut

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BA1	8400	Memanjang	389	259	400	300
BA2	7200	Memanjang	333	222	400	300
BA3	6200	Melintang	287	191	400	300
BA4	5300	Melintang	245	163	400	300
BA5	8400	Melintang	389	259	400	300
BA6	8000	Melintang	370	247	400	300

Dapat disimpulkan dari Tabel 4.2, dimensi balok anak memanjang dan melintang adalah 30/40

### c. Perencanaan Balok Kantilever

Perencanaan dimensi balok kantilever untuk mutu beton 40 MPa dan mutu baja 400 MPa digunakan perumusan:

$$h_{\min} = \frac{l}{8} \times \left( 0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana:

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Dimensi balok kantilever pada gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof Dr. Hamka (UHAMKA) adalah sebagai berikut:



Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Kantilever

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
K1	2600	Melintang	315,71	210,47	400	300
K2	1500	Melintang	182,14	121,42	400	300

Dapat disimpulkan dari **Tabel 4.3**, dimensi balok kantilever adalah 30/40.

#### d. Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$h_{\min} = \frac{l}{20}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Dimensi Balok Kantilever

Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BP1	24000	Memanjang	1166	777	1250	500
BP2	34500	Melintang	1676	1117	1250	500

Karena dimensi diatas terlalu boros, sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 50/125 untuk balok arah memanjang dan balok melintang.

#### 4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

- Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
- Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Permodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

- Untuk  $\alpha_m \leq 0.2$  menggunakan pasal 9.5.3.3
- Untuk  $0.2 < \alpha_m < 2$  ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h1 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0.2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari 120 mm}$$

- Untuk  $\alpha_m \geq 2$  ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h2 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

$L_n$  = Panjang bentang bersih

$S_n$  = Lebar bentang bersih

$F_y$  = Tegangan leleh baja

$\beta$  = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

$\alpha_m$  = Nilai rata-rata  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

Harga  $\alpha_m$  didapat dari:

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{balok} I_{pelat}}$$

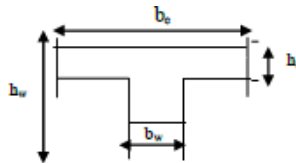
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = L_n / S_n$$

$$I_{pelat} = L_y \times hf^3/12$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

Balok tengah:



Gambar 4. 2 Ilustrasi bentang efektif

Nilai  $be_1 = 1/4 \times L$

$be_2 = bw + 8t$

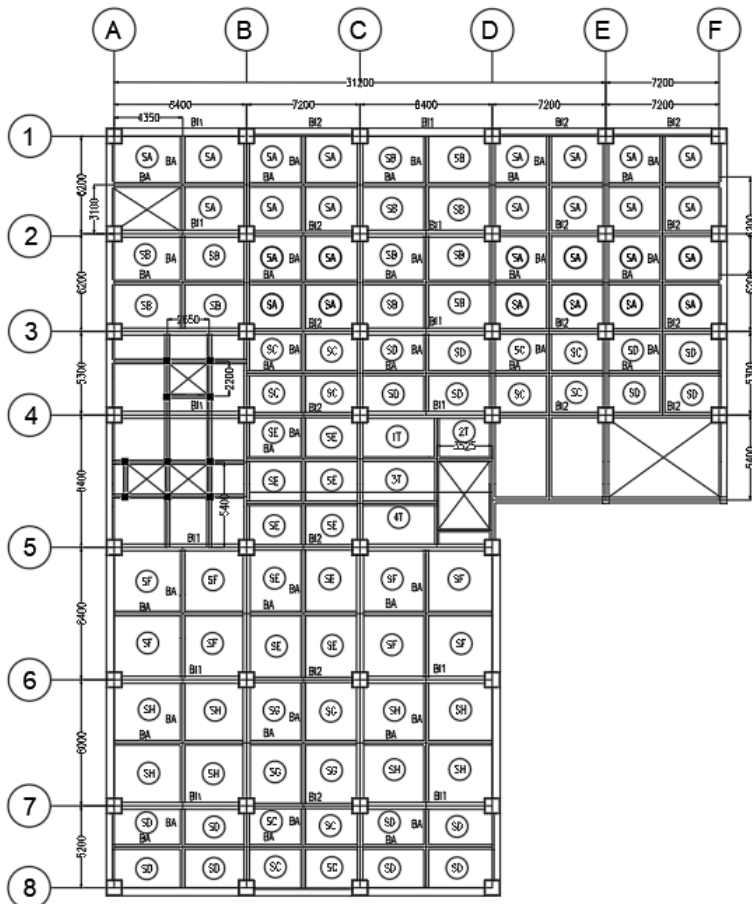
$be_2 = bw + 1/2 S$

Dari ketiga nilai  $be$  tersebut diambil yang terkecil.

#### 4.1.5.1 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

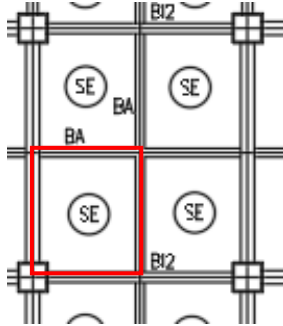
- Mutu beton
  - Pelat lantai : 40 Mpa
  - Pelat atap : 45 Mpa
  - Pelat basement : 40 MPa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm
- Rencana tebal pelat atap : 15 cm
- Rencana tebal pelat basement : 25 cm



Gambar 4. 3 Variasi Pelat Lantai Pada Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisni Universitas Muhammadiyah Prof Dr. Hamka (UHAMKA)

#### 4.1.5.2 Perhitungan Tebal Pelat

1. Contoh perhitungan tipe 360 x 420 cm:



Gambar 4. 4 Denah pelat tipe 360 x 420 cm

Direncanakan  $h_f = 12 \text{ mm}$

$$L_n = 420 - (45 + 30) / 2$$

$$L_n = 382,5 \text{ cm}$$

$$S_n = 360 - (35 + 30) / 2$$

$$S_n = 327,5 \text{ cm}$$

$$\beta = L_n / S_n = 382,5 / 327,5 = 1,2 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

- Balok B2

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$

$$be = 35 + 2 \times (55 - 12)$$

$$be = 121 \text{ cm}$$

- $be = bw + 8 \times hf$

$$be = 35 + 8 \times 12$$

$$be = 131$$

- $be = \frac{1}{4} \times L$

$$be = \frac{1}{4} \times 382,5$$

be = 95,625 cm (menentukan)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{95,6}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{12}{55}\right) + 4 \left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{95,6}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{95,6}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)}$$

$$k = 1,52$$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$	$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$
$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,52 \times 35 \times 55^3$	$I_{pelat} = 400 \times \frac{12^3}{12}$
$I_{balok} = 738044 \text{ cm}^4$	$I_{pelat} = 60480 \text{ cm}^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{738044}{60480} = 12,2$$

- Balok B5A

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$   
 $be = 30 + 2 \times (40 - 12)$   
 $be = 86 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$   
 $be = 30 + 8 \times 12$   
 $be = 126 \text{ cm}$
- $be = \frac{1}{4} \times L$   
 $be = \frac{1}{4} \times 327,5$

be = 81,875 cm (menentukan)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{82}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{12}{40}\right) + 4 \left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{82}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{82}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 1,55$$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$	$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$
$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,55 \times 30 \times 40^3$	$I_{pelat} = 360 \times \frac{12^3}{12}$
$I_{balok} = 247806 \text{cm}^4$	$I_{pelat} = 51840 \text{cm}^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{247806}{51840} = 4,78$$

- Balok B5

Dengan perhitungan yang sama didapatkan  $\alpha_m = 31,2$

- Balok B2A

Dengan perhitungan yang sama didapatkan  $\alpha_m = 4,17$

Jadi  $\alpha_m$  rata-rata adalah

$$\alpha_m = \frac{12,2 + 4,78 + 31,1 + 4,17}{4} = 13 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \frac{L_n(0,8 + f_y/1400)}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{382,5(0,8 + 400/1400)}{36 + 9(1,16)} \\
 &= 8,93 \text{ cm} < 12 \text{ cm (OK)}
 \end{aligned}$$

Preliminary desain pelat lantai memenuhi persyaratan sehingga dipakai tebal pelat lantai 12 cm. Berikut merupakan rekapitulasi preliminary pelat lantai.

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat Lantai

<b>Nama Pelat</b>	<b>Ly (mm)</b>	<b>Lx (mm)</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Arah</b>	<b><math>t_{\min}</math> (cm)</b>	<b><math>t_{\text{rencana}}</math> (cm)</b>	<b>Kotrol</b>
A	3275	2775	1,2	2	7,63	12	OK
B	3875	2725	1,4	2	8,62	12	OK
C	3275	2325	1,4	2	7,30	12	OK
D	3875	2275	1,7	2	8,20	12	OK
E	3825	3275	1,2	2	8,93	12	OK
F	3825	3825	1,0	2	9,23	12	OK
G	3675	3225	1,1	2	7,98	12	OK
H	3825	3625	1,1	2	9,13	12	OK

#### 4.1.6 Perencanaan Kolom

Kolom yang direncanakan harus mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Kolom yang akan direncanakan memikul beban pada pelat SA (3,6 m x 3,1m) dan SB (4,2 m x 3,1 m) dari setengah masing-masing luasan pelat yang diatasnya.



Direncanakan:

Tebal Pelat = 12 cm

Tinggi lantai basement = 400 cm

Tinggi tiap lantai 1-9 = 400 cm

Tinggi lantai atap = 500 cm

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantai sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 5 tingkatnya.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki  $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$  dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$A_{TT} = (3,6+4,2) \text{ m} \times (3,1+3,1) \text{ m} = 48,36 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL} \times A_{TT} = 4 \times 48,36 \text{ m}^2 = 193,44 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$R_1 = 1,2 - (0,011 \times 43,6) = 0,67 \text{ (untuk } 18,58 \text{ m}^2 \geq A_T \geq 55,74 \text{ m}^2)$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Syarat} = 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai kelas

$$L_o = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 1,92 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 1,92 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{193,44}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 1,11 \text{ kN/m}^2 \geq 0,77 \text{ kN/m}^2$$

Khusus perhitungan pembebanan pada kolom lantai atap – lantai 13, kolom yang ditinjau sebagai desain awal berbeda.

Tabel 4. 6 Beban yang diterima kolom lantai 5 – atap

<b>KOLOM LANTAI 5-ATAP</b>							
<b>PELAT ATAP</b>							
<b>Beban Mati</b>	<b>Berat Sendiri</b>	<b>b (m)</b>	<b>l (m)</b>	<b>t (m)</b>	<b>Lantai</b>	<b>Berat</b>	<b>Satuan</b>
Pelat Atap	2400	7,8	6,2	0,15	1	17410	kg
Plafon + Penggantung	18	7,8	6,2	-	1	870	kg
Spesi (2 cm)	42	7,8	6,2	-	1	2031	kg
Aspal	14	7,8	6,2	-	1	677	kg
Balok prategang	2400	0,8	7,80	1,20	1	17971	kg
Balok B3	2400	0,35	6,20	0,55	1	2864	kg
Balok B1A	2400	0,3	4,20	0,40	1	1210	kg
Balok B2A	2400	0,3	3,60	0,40	1	1037	kg
Ducting + Plumbing	30	7,8	6,2	-	1	1451	kg
<b>WD</b>						45521	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap	64,132	7,8	6,2	-	1	3101	Kg
<b>WL</b>						3101	Kg
<b>Pelat Lantai 5-10</b>							
<b>Beban Mati</b>	<b>Berat Sendiri</b>	<b>b</b>	<b>l</b>	<b>t</b>	<b>Lantai</b>	<b>Berat</b>	<b>Satuan</b>
Pelat Lantai	2400	7,8	6,2	0,12	6	83566	kg
Plafon + Penggantung	18	7,8	6,2	-	6	5223	kg

Tegel	24	7,8	6,2	-	6	6964	kg
Spesi (2 cm)	42	7,8	6,2	-	6	12187	kg
Dinding Batu Bata	250	14	-	4	6	84000	kg
Ducting + Plumbing	30	7,8	6,2	-	6	8705	kg
Balok B1	2400	0,45	4,20	0,70	6	19051	kg
Balok B2	2400	0,35	3,60	0,55	6	9979	
Balok B3	2400	0,35	6,20	0,55	6	17186	kg
Balok B1A	2400	0,3	4,20	0,40	6	7258	kg
Balok B2A	2400	0,3	3,60	0,40	6	6221	kg
WD						260340	kg
Beban Hidup							
Lantai Kelas	111,09	7,8	6,2	-	6	32233	kg
WL						32233	kg
WD Total						305861	kg
WL Total						35335	kg

Jadi berat total yang diterima satu kolom:

$$\begin{aligned}
 W &= (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}) \\
 &= 423.568 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / F_c' = 3 \times (423.568/400) = 3176,8 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$\begin{aligned}
 b &= h \\
 &= \sqrt{3176,8} = 56,3 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 5 - atap adalah 60/60 cm.

Tabel 4. 7 Beban yang diterima kolom lantai basement – lantai 4

<b>Pelat Lantai 1-4</b>							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Kolom	2400	0,6	0,6	4	6	20736	kg
Pelat Lantai	2400	7,8	6,2	0,12	4	55710,7	kg
Plafon + Penggantung	18	7,8	6,2	-	4	3481,92	kg
Tegel	24	7,8	6,2	-	4	4642,56	kg
Spesi (2 cm)	42	7,8	6,2	-	4	8124,48	kg
Dinding Batu Bata	250	14	-	4	4	56000	kg
Ducting + Plumbing	30	7,8	6,2	-	4	5803,2	kg
Balok B1	2400	0,45	4,20	0,70	4	12700,8	kgg
Balok B2	2400	0,35	3,60	0,55	4		kg
Balok B3	2400	0,35	6,20	0,55	4	11457,6	kg
Balok B1A	2400	0,3	4,20	0,40	4	4838,4	kg
Balok B2A	2400	0,3	3,60	0,40	4	4147,2	kg
WD						187643	kg
Beban Hidup							
Lantai Kelas	111,0876	7,8	6,2	-	3	16116,6	kg
WL						16116,6	kg
WD Total						187643	kg
WL Total						16116,6	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 674526 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / f_c' = 3 \times (674526 / 400) = 5059 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{5059} = 71 \text{ cm} \approx 75 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai basement – lantai 4 adalah 75/75 cm.

Dengan perhitungan tersebut, berikut rekapitulasi dimensi kolom yang digunakan untuk awal perencanaan:

- Kolom lantai atap – 5 : 60/60 cm
- Kolom lantai 4 – basement : 75/75 cm

Namun setelah dilakukan perhitungan lebih lanjut, didapatkan hasil dimensi kolom yang dapat memenuhi semua kontrol adalah sebagai berikut.

- Kolom Basement – Lantai 4 : 100/100 cm
- Kolom Lantai 5 – 7 : 80/80 cm
- Kolom Lantai 8 – 9 : 60/60 cm
- Kolom Lantai 10 – Atap : 50/50 cm

## 4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

### 4.2.1 Umum

Struktur gedung dibagi menjadi dua yaitu struktur utama (primer) dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder antara lain meliputi tangga, pelat lantai, balok lift dan balok anak. Pada subbab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

### 4.2.2 Perencanaan Tangga

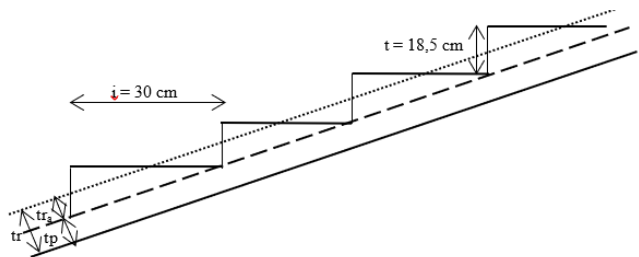
#### 4.2.2.1 Data Perencanaan Tangga Tipe 1

- Tinggi lantai : 400 cm
- Tinggi tanjakan (t) : 18,5 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tebal pelat tangga : 15 cm
- Tebal pelat bordes : 15 cm
- Elevasi bordes : 200 cm
- Lebar bordes : 310 cm
- Panjang bordes : 120 cm
- Lebar tangga : 155 cm
- Panjang horizontal tangga: 300 cm
- Kemiringan tangga :  $\text{arc tan} \left( \frac{200}{300} \right) = 33,69^\circ$
- Panjang total : 420 cm

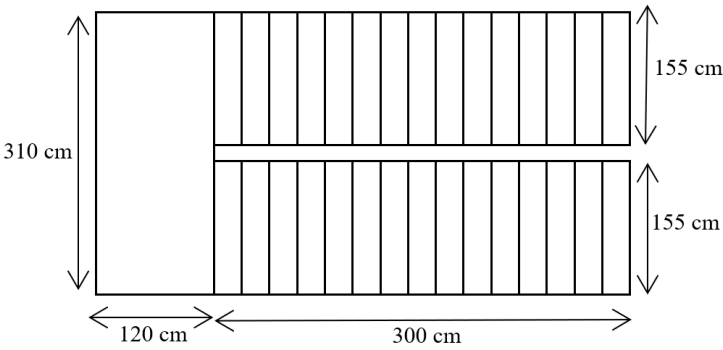
Cek Syarat

- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$   
 $25^\circ \leq 33,69^\circ \leq 40^\circ$  (OK)
- Tebal pelat anak tangga rata-rata  

$$\frac{i}{2} x \sin \alpha = \frac{30}{2} x \sin 33,69 = 8,3 \text{ cm}$$



Gambar 4. 5 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga



Gambar 4. 6 Ilustrasi Tampak Atas Tangga

- Tebal Pelat rata-rata  
 $Tr = 15 + 8,3 = 23,3 \text{ cm} \approx 24 \text{ cm}$

#### 4.2.2.2 Pembebanan Tangga dan Bordes

##### a. Pembebanan Tangga

###### • Beban Mati

Pelat tangga	$: \frac{0,15 \times 2400}{\cos 33,69}$	$= 432,67 \text{ kg/m}^2$
Tegel ( $t=1$ )	$: 24 \times 1$	$= 24 \text{ kg/m}^2$
Spesi ( $t=2$ )	$: 21 \times 2$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
Sandaran/railing	$:$	$30 \text{ kg/m}^2$
qd	$:$	$528,67 \text{ kg/m}^2$

- **Beban hidup**

$$q_l : 479 \text{ kg/m}^2$$

- **Kombinasi**

$$\begin{aligned} q &: 1,2 \times q_d + 1,6 \times q_l \\ q &: (1,2 \times 528,67 + 1,6 \times 479) \times 1,55 \\ &= 2171,24 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

#### b. Pembebanan Bordes

- **Beban Mati**

Pelat tangga	: $2400 \times 0,15$	= 360 kg/m <sup>2</sup>
Tegel (t=1)	: $24 \times 1$	= 24 kg/m <sup>2</sup>
Spesi (t=2)	: $21 \times 2$	= 42 kg/m <sup>2</sup>
qd	:	<u>426 kg/m<sup>2</sup></u>

- **Beban Hidup**

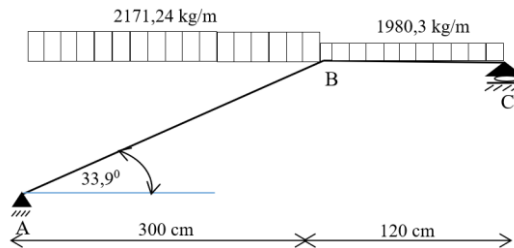
$$q_l : 479 \text{ kg/m}^2$$

- **Kombinasi**

$$\begin{aligned} q &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ q &: (1,2 \times 426 + 1,6 \times 479) \times 3,1 \\ &= 1980,28 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

#### 4.2.2.2 Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi-rol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada.



Gambar 4. 7 Permodelan Struktur Tangga



### 4.2.2.3 Perhitungan Reaksi pada Tangga

#### a. Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$\Sigma H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

- $\Sigma M_a = 0$

$$R_c \times 4,2 - \{(q_{\text{bordes}} \times 1,2)((0,5 \times 1,2) + 3)\} - \{(q_{\text{tangga}} \times 3)(0,5 \times 3)\} = 0$$

$$R_c \times 4,2 - \{(1980,3 \times 1,2)((0,5 \times 1,2) + 3)\} - \{(2171,24 \times 3)(0,5 \times 3)\} = 0$$

$$R_c = 4363,19 \text{ kg } (\uparrow)$$

- $\Sigma M_c = 0$

$$R_a \times 4,2 - \{(q_{\text{tangga}} \times 3)((0,5 \times 3) + 1,2)\} - \{(q_{\text{bordes}} \times 1,2)(0,5 \times 1,2)\} = 0$$

$$R_a \times 4,2 - \{(2171,24 \times 3)((0,5 \times 3) + 1,2)\} - \{(1980,3 \times 1,2)(0,5 \times 1,2)\} = 0$$

$$R_a = 4526,87 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol:

$$\Sigma V = 0$$

$$4363,19 + 4526,87 - (2171,24 \times 3) - (1980,3 \times 1,2) = 0 \quad (\text{OK})$$

#### b. Perhitungan Gaya dalam pada Tangga

- Pada Bordes ( $0 < x < 1,2 \text{ m}$ )

- Gaya Normal

$$N = 0 \text{ kg}$$

- Gaya Lintang

$$x = 0 \text{ m}$$

$$D_c = -R_c + q_{\text{bordes}} \cdot x$$

$$= -4363,19 \text{ kg}$$

$$x = 1,2 \text{ m}$$

$$D_{b_{kn}} = -R_c + q_{\text{bordes}} \cdot x$$

$$= -4363,19 + 1980,28 \cdot 1,2$$

$$= -1986,85 \text{ kg}$$

- Gaya Momen

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_c &= R_c \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{bordes}} \cdot x^2 \\ &= 0 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$x = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{b_{\text{kn}}} &= R_c \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{bordes}} \cdot x^2 \\ &= 4363,19 \cdot 1,2 - 0,5 \cdot 1980,28 \cdot 1,2^2 \\ &= 4432,01 \text{ kgm} \end{aligned}$$

• **Pada Tangga ( $0 < x < 3 \text{ m}$ )**

- Gaya Normal

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} N_a &= -R_a \cdot \sin \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot \sin \alpha \cdot x \\ &= -4526,87 \cdot \sin (33,69^0) \\ &= -2511,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} N_{b_{\text{kr}}} &= -R_a \cdot \sin \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot \sin \alpha \cdot x \\ &= -4526,87 \sin 33,69^0 + 2171,24 \cdot \sin 33,69^0 \cdot 3 \\ &= 1102 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Gaya Lintang

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_a &= -R_a \cdot \cos \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot x \cdot \cos \alpha \\ &= 4526,87 \cdot \cos (33,69^0) \\ &= 3766,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{b_{\text{kr}}} &= -R_a \cdot \cos \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot x \cdot \cos \alpha \\ &= -4526,87 \cdot \cos 33,69^0 + 2171,24 \cdot 3 \cdot \cos 33,69^0 \\ &= -1653,16 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Gaya Momen

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_a &= R_a \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2 \\ &= 0 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$x = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{b_{\text{kr}}} &= R_a \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2 \\ &= 4526,87 \cdot 3 - 0,5 \cdot 2171,24 \cdot 3^2 \\ &= 3810,02 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat:

$$Dx = 0$$

$$Ra - q_{\text{tangga}} \cdot x = 0$$

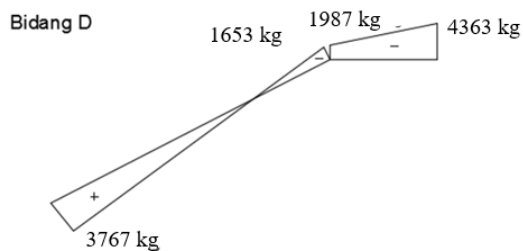
$$\begin{aligned} x &= Ra / q_{\text{tangga}} \\ &= 4526,87 / 2171,24 \\ &= 2,085 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mx &= Ra \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2 \\ &= 4526,87 \cdot 2,18 - 0,5 \cdot 2171,24 \cdot 2,18^2 \\ &= 4719,08 \text{ kgm} \end{aligned}$$

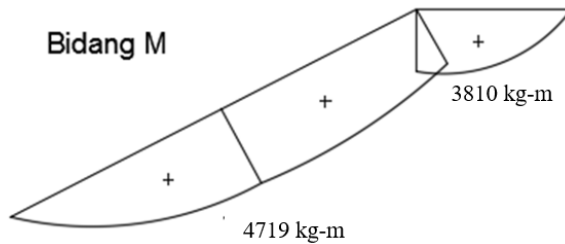
Berikut merupakan diagram bidang N, D, dan M dari hasil perhitungan gaya dalam struktur tangga di atas.



Gambar 4. 8 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga



Gambar 4. 9 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga



Gambar 4. 10 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga

#### 4.2.2.4 Perhitungan Tulangan Tangga

##### a. Anak Tangga :

##### ➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- $f_c'$  : 40 Mpa
- $f_y$  : 400 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- $d_x$  :  $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$   
 $: 150 - 20 - (16/2)$   
 $: 122 \text{ mm}$
- $\rho_{\min}$  :  $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$   
 $: 0,0035 \text{ (dipakai)}$
- $\rho_{\min}$  :  $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$   
 $: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400}$   
 $: 0,00395$
- $\beta_1$  :  $0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7}$   
 $: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $: 0,764$
- $\rho_b$  :  $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $: \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$

$$\begin{aligned}
 & : 0,0389 \\
 - \rho_{\max} & : 0,75 \times \rho_b \\
 & : 0,75 \times 0,0389 \\
 & : 0,0292 \\
 - m & : \frac{fy}{0.85 \times f_{c'}} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765
 \end{aligned}$$

### ➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 4719 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4719 \times 10^4}{0.75 \times 1000 \times 122^2} = 4,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 4,62}{400}} \right) \\
 &= 0,0113 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\
 &= 0,0113 \times 1000 \times 122 \\
 &= 1381,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D16)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,06 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}} \\
 &= \frac{1381,4 \text{ mm}^2}{201,06 \text{ mm}^2} \\
 &= 6,8 \text{ buah} \\
 &\approx 7 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{1000}{7} = 143 \text{ mm}$$

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-120 mm**

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= n_{\text{tulangan}} \times \text{As (D 16)} \\
 &= 8 \times 201,06 \\
 &= 1608,48 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As tul. bagi} &= 20 \% \times \text{As pakai} \\
 &= 20\% \times 1608,48
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 321,7 \text{ mm}^2 \\
 A_s (D 10) &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2 \\
 n_{\text{tul.bagi}} &= \frac{A_{s \text{ tul.bagi}}}{A_s (D10)} \\
 &= \frac{321,7 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &= 5 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{5} \\
 &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Digunakan tulangan bagi D 10 – 100 mm**

➤ **Penulangan Geser**

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c \\
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c'} \times b_w \times d \\
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{40} \times 1550 \times 122 = 203.315 \text{ N} \\
 0.5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 203.315 \text{ N} \\
 &= 60994 \text{ N} \\
 V_u &= 43631,9 \text{ N} \\
 43631,9 \text{ N} &< 60994 \text{ N} \\
 &\text{Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser}
 \end{aligned}$$

➤ **Penulangan Susut**

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 0.002 \\
 A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b_w \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 122 \\
 &= 244 \text{ mm}^2 \\
 A_s (D 10) &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2 \\
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s (D 10)} \\
 &= \frac{244 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \\
 &= 4
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut D10-200 mm

## b. Bordes

### ➤ Data Perencanaan Penulangan Pelat Bordes

- $f_c'$  : 40 Mpa
- $f_y$  : 400 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- $d_x$  :  $t_{\text{bordes}} - \text{cover} - (D/2)$   
 $: 150 - 20 - (16/2)$   
 $: 122 \text{ mm}$
- $\rho_{\min}$  :  $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$   
 $: 0,0035$
- $\rho_{\min}$  :  $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$   
 $: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400}$   
 $: 0,00395 \text{ (dipakai)}$
- $\beta_1$  :  $0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$   
 $: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $: 0,764$
- $\rho_b$  :  $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $: \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$   
 $: 0,039$
- $\rho_{\max}$  :  $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,039 = 0,0292$
- $m$  :  $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764$

### ➤ Penulangan Lentur

$$M_u = 3810 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3810 \times 10^4}{0,75 \times 1000 \times 122^2} = 3,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,764} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 3,41}{400}} \right) \\ &= 0,009 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,009 \times 1000 \times 122 \\ &= 1099,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ (D16)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,06 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n \text{ tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ (D16)}} \\ &= \frac{1099,25 \text{ mm}^2}{201,06 \text{ mm}^2} \\ &= 5,46 \\ &\approx 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1000}{6} \\ &= 166,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-120 mm**

$$\begin{aligned}A_s \text{ pakai} &= n_{\text{tulangan}} \times A_s \text{ (D 16)} \\ &= 8 \times 201,06 \\ &= 1608,48 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ tul. bagi} &= 20 \% \times A_s \text{ pakai} \\ &= 20\% \times 1608,48 \\ &= 321,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,57 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n \text{ tul.bagi} &= \frac{A_s \text{ tul.bagi}}{A_s \text{ (D10)}} \\ &= \frac{321,7 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\ &= 5 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1000}{5}\end{aligned}$$



$$= 200 \text{ mm}$$

**Digunakan tulangan bagi D 10 – 100 mm**

➤ **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c'} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{40} \times 3100 \times 122 = 406631 \text{ N}$$

$$0.5 \phi \cdot V_c = 0.5 \times 0.6 \times 406631 \text{ N}$$

$$= 121989 \text{ N}$$

$$V_u = 43632 \text{ N}$$

$$43632 \text{ N} < 121989 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \times b_w \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 122$$

$$= 244 \text{ mm}^2$$

$$A_s (D 10) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,57 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s (D 10)}$$

$$= \frac{244 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2}$$

$$= 3,1$$

$$= 4 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{4}$$

$$= 250 \text{ mm}$$

**Digunakan Tulangan susut D10-200 mm**

**c. Perhitungan Balok Bordes**

➤ **Perencanaan Dimensi Balok Bordes**

$$h = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 310 = 19,375 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 20/30 cm

➤ **Pembebanan Balok Bordes**

- Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat Bordes} = 2400 \times 1,2 \times 0,15 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Balok} = 0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$$

$$q_{DT} = 576 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup (LL)

$$q_{LT} = 479 \times 3,1 = 1485 \text{ kg/m}$$

- Kombinasi

$$q_u = 1,2(DL) + 1,6(LL)$$

$$q_u = 1,2 (576) + 1,6 (1485) = 3067 \text{ kg/m}$$

➤ **Data Perencanaan Penulangan Balok Bordes**

$$\text{- } f_c' : 40 \text{ Mpa}$$

$$\text{- } f_y : 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{- Tulangan (D)} : D 13$$

$$\text{- } d_x : h_{\text{balok}} - \text{cover} - (D/2)$$

$$: 300 - 20 - 8 - (13/2)$$

$$: 265,5 \text{ mm}$$

$$\text{- } \rho_{\min} : \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$$

$$: 0,0035$$

$$\text{- } \rho_{\min} : \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$$

$$: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400}$$

$$: 0,00395 \text{ (dipakai)}$$

$$\begin{aligned}
- \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7} \\
&: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
&: 0,764 \\
- \rho_b &: \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
&: \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\
&: 0,0389 \\
- \rho_{\max} &: 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0389 = 0,0292 \\
- \rho_{\max} &: 0,025 \text{ (dipakai)} \\
- m &: \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765
\end{aligned}$$

➤ Penulangan Lentur Balok Bordes

• Tulangan Negatif Tumpuan

$$Mu = \frac{1}{16} \times q \times L^2 = \frac{1}{16} \times 3067 \times 3,1^2 = 1842,14 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1842,14 \times 10000}{0,75 \times 200 \times 265,5^2} = 1,74 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,74}{400}} \right) \\
&= 0,00447 \text{ } (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
As_{\text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\
&= 0,0042 \times 200 \times 265,5 \\
&= 237,5 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
As \text{ (D13)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
&= 132,73 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
n_{\text{ tulangan}} &= \frac{As_{\text{ perlu}}}{As \text{ (D 13)}} \\
&= \frac{237,5 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\
&= 1,78
\end{aligned}$$

$\approx 2 \text{ buah}$

### Digunakan Tulangan lentur di tumpuan 2D13

- Tulangan Positif Lapangan

$$Mu = \frac{1}{11} x q x L^2 = \frac{1}{11} x 3067 x 3,1^2 = 2679,48 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2679,48 x 10000}{0,75 x 200 x 265,5^2} = 2,53 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,764} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 11,764 x 2,53}{400}} \right)$$

$$= 0,0066 \text{ } (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho x b x d$$

$$= 0,0066 x 200 x 265,5$$

$$= 349,97 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ (D13)} = \frac{1}{4} x \pi x D^2$$

$$= \frac{1}{4} x \pi x 13^2$$

$$= 132,73 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{Perlu}}}{As \text{ (D16)}}$$

$$= \frac{349,97 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2}$$

$$= 2,63$$

$$\approx 3 \text{ buah}$$

### Digunakan tulangan lentur di lapangan 3D13

- Penulangan Geser

$$Vc = 0,17 x \sqrt{f'c'} x bw x d$$

$$Vc = 0,17 x \sqrt{40} x 200 x 265,5 = 57091,76 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \cdot Vc = 0,5 x 0,6 x 57091,76 \text{ N}$$

$$= 17128 \text{ N}$$

$$Vu = qu x L/2$$

$$= 3067 x 3,1/2$$

$$= 4754 \text{ kg}$$

$$= 47539 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \cdot V_c < V_u < V_c \text{ (diperlukan tulangan minimum)}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{47539}{0,9} = 52821 \text{ N}$$

$$A_s D8 = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$A_s D8 = \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 50,27 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times A_s D8$$

$$A_v = 2 \times 50,27 = 100,53 \text{ mm}^2$$

$$S_{maks} = \frac{A_v \times f_y \times dx}{V_s}$$

$$S_{maks} = \frac{100,53 \times 400 \times 265,5}{52821} = 202,51 \text{ mm}$$

**Maka digunakan tulangan geser 2D8-200 mm**

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Tangga

Tulangan Pelat Tangga		Tulangan Pelat Bordes		Balok Nordes	
Lentur	Ø16 – 120	Lentur	Ø16 – 120	Tumpuan	2D13
Pembagi	Ø10 – 100	Pembagi	Ø10 – 100	Lapangan	3D13
Susut	Ø10 – 200	Susut	Ø10 – 200	Geser	2D8-200
Geser	Tidak Perlu	Geser	Tidak perlu		

#### 4.2.3 Perhitungan Pelat

Pelat diperhitungkan sebagai pelat cor in situ, walaupun denah didominasi dengan tipe pelat 2 arah agar proses pengerjaan pelat lebih mudah.

#### 4.2.3.1 Data Perencanaan Pelat

Tinggi per lantai	: 400 cm
Tebal pelat lantai	: 12 cm
Tebal pelat atap	: 15 cm
Tebal pelat basement	: 25 cm
Mutu beton	: 40 MPa
Mutu baja	: 400 MPa

#### 4.2.3.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

##### a. Pelat atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL).

- **Beban Mati:**

Pelat lantai	$= 0.15 \times 2400$	$= 360 \text{ kg/m}^2$
Penggantungan		$= 7 \text{ kg/m}^2$
Plafond		$= 11 \text{ kg/m}^2$
Spesi (t = 2 cm)	$= 21 \times 2$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
Aspal (t = 1 cm)		$= 14 \text{ kg/m}^2$
Plumbing & Ducting		$= 15 \text{ kg/m}^2$
	<u>qDT</u>	$= 449 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Hidup**

	qLT	$= 96 \text{ kg/m}^2$
--	-----	-----------------------
- **Kombinasi**

	$= 1,2 \text{ qDT} + 1,6 \text{ qLT}$
	$= (1,2 \times 449 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 96 \text{ kg/m}^2)$
	$= 692 \text{ kg/m}^2$

##### b. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Pelat lantai menerima beban hidup berupa beban ruang kelas dan ruang seminar.

- **Beban Mati**

Pelat lantai	$= 0.12 \times 2400$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Penggantung		$= 7 \text{ kg/m}^2$
Plafond		$= 11 \text{ kg/m}^2$
Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ )	$= 21 \times 2$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
Tegel ( $t = 1 \text{ cm}$ )		$= 24 \text{ kg/m}^2$
Ducting & Plumbing		$= 30 \text{ kg/m}^2$
	$\text{qDT}$	$= 402 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Hidup**

qLT	$= 192 \text{ kg/m}^2$ (Lantai Kelas)
qLT	$= 479 \text{ kg/m}^2$ (Lantai Ruang seminar)
- **Kombinasi**

Lantai kelas	$= 1,2 \text{ qDT} + 1,6 \text{ qLT}$
	$= 789,6 \text{ kg/m}^2$
Lantai ruang seminar	$= 1248,8 \text{ kg/m}^2$

### c. Pelat Basement

Beban yang bekerja pada pelat basement juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan serta pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air.

#### Akibat beban parkir

- **Beban Mati**

Pelat basement	$= 0.25 \times 2400$	$= 600 \text{ kg/m}^2$
Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ )	$= 21 \times 1$	$= 21 \text{ kg/m}^2$
	$\text{qDT}$	$= 621 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Hidup**

qLT	$= 800 \text{ kg/m}^2$ (Lantai Basement)
-----	--
- **Kombinasi**

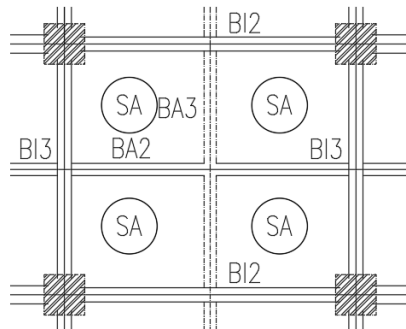
$$\begin{aligned}\text{Lantai basement} &= 1,2 \text{ qDT} + 1,6 \text{ qLT} \\ &= 2025 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

#### Akibat beban uplift

- Beban Mati  
Pelat basement  $= 0,25 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}^2$   
Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 21 \times 1 = 21 \text{ kg/m}^2$   
 $\text{qDT} = 621 \text{ kg/m}^2$
- Beban uplift air  
Elevasi Muka Air Tanah  $= -7 \text{ m}$   
Elevasi Basement  $= -4 \text{ m}$   
Beban uplift  $= 4 \times 1000 = 4000 \text{ kg/m}^2$
- Kombinasi  $= \text{Beban uplift} - \text{beban mati} = 3379 \text{ kg/m}^2$

#### 4.2.3.3 Perhitungan Penulangan Pelat Dua Arah - Pelat Lantai

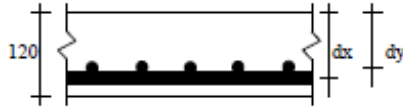
Data Perencanaan Pelat Lantai Tipe A



Gambar 4. 11 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe A

Dimensi pelat	: 3600 mm x 3100 mm
Tebal pelat	: 120 mm
Selimut beton	: 40 mm
Diameter tul. Arah X	: D 8
Diameter tul. Arah Y	: D 8





Gambar 4. 12 Ilustrasi potongan pelat rencana

$$\begin{aligned}
 dx &: t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D_{\text{tul.bawah}}/2) \\
 &: 120 - 40 - (8/2) \\
 &: 76 \text{ mm} \\
 dy &: t_{\text{pelat}} - \text{cover} - D_{\text{tul.bawah}} - (D_{\text{tul.atas}}/2) \\
 &: 120 - 40 - 8 - (8/2) \\
 &: 68 \text{ mm} \\
 \rho_{\min} &: \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} \\
 &: 0,0035 \\
 \rho_{\min} &: \frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \\
 &: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} \\
 &: 0,00395 \text{ (dipakai)} \\
 \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(f_{c'} - 28)}{7} \\
 &: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 &: 0,764 \\
 \rho_b &: \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &: \frac{0,85 \times 0,764 \times f_{c'}}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &: 0,039 \\
 \rho_{\max} &: 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,039 = 0,0292 \\
 m &: \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764 \\
 L_x &: 360 - \left( \frac{30 + 35}{2} \right) = 327,5 \text{ cm} \\
 L_y &: 310 - \left( \frac{30 + 30}{2} \right) = 277,5 \text{ cm} \\
 \beta &: \frac{L_y}{L_x} = \frac{327,5}{277,5} = 1,2 < 2 \text{ (2 arah)} \\
 q_u &: 789,6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ( $L_y/L_x = 1.6$ )

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

Dimana:  $M_{lx}$  = Momen lapangan arah x

$M_{ly}$  = Momen lapangan arah y

$M_{tx}$  = Momen tumpuan arah x

$M_{ty}$  = Momen tumpuan arah y

$X$  = Nilai konstanta dari perbandingan  $L_y/L_x$

a. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

➤  $\beta = 1.2$  (terjepit penuh)

$$M_{lx} (+) = X1 = 28$$

$$M_{tx} (-) = X2 = 64 \text{ (2PBI Tabel 13.3.1)}$$

➤  $M_{lx} = (-) M_{tx}$

$$= 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X$$

$$= 0.001 \times 789,6 \times 2,775^2 \times 64$$

$$= 389,15 \text{ kg.m}$$

$$= 3.891.465 \text{ Nmm}$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3.891.465}{0.9 \times 1000 \times 76^2} = 0,749 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,764} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 0,749}{400}} \right) \\ &= 0,0019 < \rho_{\min} = 0,00395 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,00395$

➤ As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0.00395 \times 1000 \times 76 = 300,42 \text{ mm}^2$$

➤  $S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

$$\text{➤ Jumlah tulangan} = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \times \phi^2}$$

$$= \frac{300,42}{\frac{1}{4} \times \pi \times 8^2} = 5,9 \approx 6 \text{ (per meter)}$$

- Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/6 = 166,67 \text{ mm}$
- As pasang =  $n \times As = 6 \times 50,26 = 301,59 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D8-150**

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

- $\beta = 1,2$  (terjepit penuh)  
Muly (+) =  $X1 = 20$   
Mutu (-) =  $X2 = 56$  (PBI Tabel 13.3.1)
- $Mlx = (-) Mtx$   
 $= 0.001 \times qu \times Lx^2 \times X$   
 $= 0.001 \times 789,6 \times 2,775^2 \times 56$   
 $= 340,5 \text{ kg.m}$   
 $= 3.405.032 \text{ Nmm}$
- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.405.032}{0.75 \times 1000 \times 75^2} = 0,818 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$   
 $= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,4}{400}} \right)$   
 $= 0,0021 < \rho_{min} = 0,00395$
- Maka dipakai  $\rho_{pakai} = 0,00395$
- As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0.00395 \times 1000 \times 75 = 298,125 \text{ mm}^2$
- $S_{max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
- Jumlah tulangan =  $\frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$   
 $= \frac{298,125}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 3,8 \approx 4 \text{ (per meter)}$
- Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/4 = 250 \text{ mm}$
- As pasang =  $n \times As = 4 \times 50,26 = 201,04 \text{ mm}^2 < As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D8-150**

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan pelat lantai kelas, ruang seminar, basement, dan atap.

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai

Nama Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	$\beta$	Arah	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
A	3275	2775	1,2	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150
B	3875	2725	1,4	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150
C	3275	2325	1,4	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150
D	3875	2275	1,7	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150
E	3825	2425	1,6	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150

Tabel 4. 10 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Ruang Seminar

Nama Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	$\beta$	Arah	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
A	3275	2775	1,2	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150
B	3875	2725	1,4	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150
C	3275	2325	1,4	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150
D	3875	2275	1,7	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150
E	3825	2425	1,6	2	Ø8 – 150	Ø8 – 150

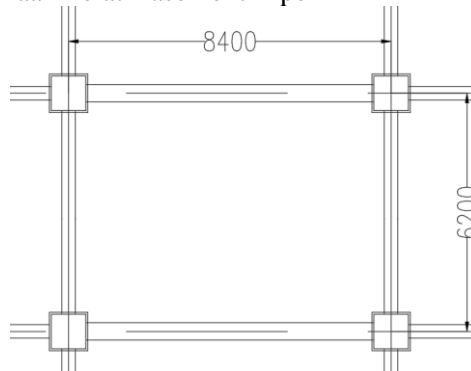
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap

Nama Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	$\beta$	Arah	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
A	7900	5700	1,4	2	Ø10 – 150	Ø10 – 200
B	6700	5700	1,2	2	Ø10 – 150	Ø10 – 200
C	7900	4800	1,6	2	Ø10 – 150	Ø10 – 200
D	6700	4800	1,4	2	Ø10 – 150	Ø10 – 200
E	7900	3700	2,1	1	Ø10 – 150	Ø8 – 200
F	6700	3700	1,8	2	Ø10 – 150	Ø10 – 200

### - Pelat Basement

#### Tulangan Bawah Pelat Basement

Data Perencanaan Pelat Basement Tipe A



Gambar 4. 13 Tampak Atas Pelat Basement Tipe A

Dimensi pelat	: 8400 mm x 6200 mm
Tebal pelat	: 250 mm
Selimut beton	: 50 mm
Diameter tul. Arah X	: D 13
Diameter tul. Arah Y	: D 13
dx	: $t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D_{\text{tul.bawah}}/2)$
	: $250 - 50 - (13/2)$
	: 193,5 mm
dy	: $t_{\text{pelat}} - \text{cover} - D_{\text{tul.bawah}} - (D_{\text{tul.atas}}/2)$
	: $250 - 50 - 13 - (13/2)$
	: 180,5 mm
$\rho_{\text{min}}$	: $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$
	: 0,0035
$\rho_{\text{min}}$	: $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$
	: $\frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400}$
	: 0,00395 (dipakai)

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(Fc' - 28)}{7} \\
 &: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 &: 0,764 \\
 \rho_b &: \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &: \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &: 0,039 \\
 \rho_{max} &: 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,039 = 0,0292 \\
 m &: \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764 \\
 L_x &: 840 - \left( \frac{30 + 30}{2} \right) = 810 \text{ cm} \\
 L_y &: 620 - \left( \frac{30 + 30}{2} \right) = 590 \text{ cm} \\
 \beta &: \frac{L_y}{L_x} = \frac{810}{590} = 1,4 < 2 \text{ (2 arah)}
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ( $L_y/L_x = 1.6$ )

$$\begin{aligned}
 M_{lx} &= 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \\
 M_{tx} &= -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \\
 M_{ly} &= 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \\
 M_{ty} &= -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X
 \end{aligned}$$

Dimana:  $M_{lx}$  = Momen lapangan arah x

$M_{ly}$  = Momen lapangan arah y

$M_{tx}$  = Momen tumpuan arah x

$M_{ty}$  = Momen tumpuan arah y

$X$  = Nilai konstanta dari perbandingan  $L_y/L_x$

a. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

$\beta = 1.4$  (terjepit penuh)

$M_{lx} (+) = X1 = 34$

$M_{tx} (-) = X2 = 73$  (PBI 1971 Tabel 13.3.1)

$M_{lx} = (-) M_{tx}$

$$= 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X$$

$$= 0.001 \times 2025 \times 5,9^2 \times 73$$

$$\begin{aligned}
 &= 5146 \text{ kg.m} \\
 &= 51.462.965 \text{ Nmm} \\
 R_n &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{51.462.965}{0.9 \times 1000 \times 193,5^2} = 1,572 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,764} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 1,572}{400}} \right) \\
 &= 0,00391 \quad (\rho < \rho_{\min})
 \end{aligned}$$

Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,00396$

As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,00396 \times 1000 \times 193,5 = 764,88 \text{ mm}^2$$

$S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2} \\
 &= \frac{764,88}{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2} = 5,8 \approx 6 \text{ (per meter)}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/6 = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$

As pasang =  $n \times As = 6 \times 132,73 = 796,4 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D13-150**

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

$\beta = 1,2$  (terjepit penuh)

Muly (+) = X1 = 18

Muty (-) = X2 = 57 (PBI 1971 Tabel 13.3.1)

Mlx = (-) Mtx

$$= 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X$$

$$= 0.001 \times 2025 \times 5,9^2 \times 57$$

$$= 4018 \text{ kg.m}$$

$$= 40.813.411 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{40.813.411}{0.9 \times 1000 \times 180,5^2} = 1,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,764} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 1,37}{400}} \right)$$

$$= 0,0035 \quad (\rho < \rho_{\min})$$

Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,00396$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00396 \times 1000 \times 180,5 \\ &= 713,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2} \\ &= \frac{713,5}{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2} = 5,4 \approx 6 \text{ (per meter)} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = 1000/n = 1000/6 = 166,7 \text{ mm}$$

$$\text{As pasang} = n \times As = 6 \times 132,73 = 769,4 \text{ mm}^2 > \text{As perlu}$$

Jadi digunakan tulangan lentur **D13-150**

### Tulangan Atas Pelat Basement

Data Perencanaan Pelat Basement Tipe A

Dimensi pelat : 8400 mm x 6200 mm

Tebal pelat : 250 mm

Selimut beton : 50 mm

Diameter tul. Arah X : D 16

Diameter tul. Arah Y : D 16

$$\begin{aligned} dx &: t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D_{\text{tul.bawah}}/2) \\ &: 250 - 50 - (16/2) \\ &: 192 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &: t_{\text{pelat}} - \text{cover} - D_{\text{tul.bawah}} - (D_{\text{tul.atas}}/2) \\ &: 250 - 50 - 16 - (16/2) \\ &: 176 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &: \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} \\ &: 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &: \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 & : 0,00395 \text{ (dipakai)} \\
 \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(Fc' - 28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 & : 0,764 \\
 \rho_b & : \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 & : \frac{0,85 \times 0,764 \times f_{40}}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\
 & : 0,039 \\
 \rho_{\max} & : 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,039 = 0,0292 \\
 m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764 \\
 L_x & : 840 - \left( \frac{30 + 30}{2} \right) = 810 \text{ cm} \\
 L_y & : 620 - \left( \frac{30 + 30}{2} \right) = 590 \text{ cm} \\
 \beta & : \frac{L_y}{L_x} = \frac{810}{590} = 1,4 < 2 \text{ (2 arah)}
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ( $L_y/L_x = 1.6$ )

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

Dimana:  $M_{lx}$  = Momen lapangan arah x

$M_{ly}$  = Momen lapangan arah y

$M_{tx}$  = Momen tumpuan arah x

$M_{ty}$  = Momen tumpuan arah y

$X$  = Nilai konstanta dari perbandingan  $L_y/L_x$

a. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

$\beta = 1.4$  (terjepit penuh)

$$M_{lx} (+) = X1 = 37$$

$$M_{tx} (-) = X2 = 73 \text{ (PBI 1971 Tabel 13.3.1)}$$

$$M_{lx} = (-) M_{tx}$$

$$= 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.001 \times 3379 \times 5,9^2 \times 73 \\
 &= 8880 \text{ kg.m} \\
 &= 88.800.120 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{88.800.120}{0,9 \times 1000 \times 192^2} = 2,68 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,764} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 2,68}{400}} \right) \\
 &= 0,007 \quad (\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max})
 \end{aligned}$$

Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,007$

As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,007 \times 1000 \times 192 = 1339,7 \text{ mm}^2$$

$S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2} \\
 &= \frac{1339,7}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 7 \text{ (per meter)}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/7 = 142 \text{ mm}$

As pasang =  $n \times A_s = 10 \times 201,06 = 2010 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D16-100**

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

$\beta = 1,2$  (terjepit penuh)

Muly (+) =  $X1 = 18$

Muty (-) =  $X2 = 57$  (PBI 1971 Tabel 13.3.1)

Mlx = (-) Mtx

$$\begin{aligned}
 &= 0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X \\
 &= 0.001 \times 3379 \times 5,9^2 \times 57 \\
 &= 6934 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$= 69.337.080 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{69.337.080}{0,9 \times 1000 \times 176^2} = 2,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,48}{400}} \right)$$

$$= 0,0065 < (\rho_{\max} < \rho < \rho_{\min})$$

Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0065$

As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0065 \times 1000 \times 176 = 1138 \text{ mm}^2$$

$S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$$

$$= \frac{1138}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 6 \text{ (per meter)}$$

Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/6 = 166 \text{ mm}$

➤ As pasang =  $n \times \text{As} = 10 \times 201,06 = 2010 \text{ mm}^2 > \text{As perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D16-100**

#### 4.2.4 Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) ini terdapat beberapa tipe balok anak dan dibagi sesuai dengan kebutuhan terhadap beban pelatnya. Sistem pendistribusian beban yang dilakukan pada balok anak silang yang langsung menumpu pada balok induk.

##### 4.2.4.1 Perhitungan Penulangan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak BA1 pada lantai Ruang seminar.

a. Data perencanaan:

L	= 8400 mm
Mu tumpuan	= -25,316 KN.m
Mu lapangan	= 85,844 KN.m
Vu	= 51,25 KN
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 400 Mpa

$$\begin{aligned}
\text{Tul. lentur (D)} &= 19 \text{ mm} \\
\text{As tulangan} &= 283,53 \text{ mm}^2 \\
\text{Tul. sengkang (D)} &= 13 \text{ mm} \\
\text{As tulangan} &= 132,73 \text{ mm}^2 \\
B &= 300 \text{ mm} \\
H &= 400 \text{ mm} \\
\text{Decking} &= 40 \text{ mm} \\
d &= h - (\text{decking} + \varnothing \text{sengkang} + \frac{1}{2} \varnothing \text{lentur}) \\
&= 337,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$\varnothing = 0.9$  untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

$$\begin{aligned}
\text{➤ } \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7} \\
&= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
&= 0.764 \\
\text{➤ } \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
&= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\
&= 0.039 \\
\text{➤ } \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.039 = 0.0292 \\
\text{➤ } \rho_{\max} &= 0.025 \text{ (menentukan)} \\
\text{➤ } \rho_{\min} &= \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \\
&= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{400} = 0.00395 \text{ (menentukan)} \\
\text{➤ } \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \\
\text{➤ } m &= \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765 \\
\text{➤ } R_n &= \frac{M_n}{b d^2} = \frac{25,36 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 337,5^2} = 0,823 \text{ N/mm}^2 \\
\text{➤ } \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,823}{400}} \right)
\end{aligned}$$

$$= 0,002$$

➤ Maka dipakai  $\rho = 0,00395$  ( $\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$ )

$$\begin{aligned}\text{➤ As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00395 \times 300 \times 337,5 = 400,23 \text{ mm}^2 \\ &= \frac{400,23}{283,53} = 1,4 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{➤ Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1} \\ &= 156 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}\end{aligned}$$

➤ Dipakai 2D19 (As = 567 mm<sup>2</sup>)

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$\text{➤ As.min} = \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 567 = 283,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\text{➤ n (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{283,5}{283,5} = 1 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

➤ Dipakai 2D19

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

$$\begin{aligned}\text{➤ } \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} \\ &= 0.764\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{➤ } \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.039\end{aligned}$$

$$\text{➤ } \rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.039 = 0.0292$$

$$\text{➤ } \rho_{\max} = 0.025 \text{ (menentukan)}$$

$$\begin{aligned}\text{➤ } \rho_{\min} &= \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \\ &= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{400} = 0.00395 \text{ (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\text{➤ } \rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\text{➤ m} = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,764$$

$$\text{➤ Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{85,84 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 337,5^2} = 2,8 \text{ N/mm}^2$$

- $$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2x11,764x2,8}{400}} \right)$$

$$= 0,0073$$
- Maka dipakai  $\rho = 0,0073$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )
- As perlu  $= \rho \cdot b \cdot d$ 

$$= 0,0073 \times 300 \times 337 = 738,2 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{738,2}{283,53} = 2,6 \approx 3 \text{ buah}$$
- Jarak tulangan (s)  $= \frac{b-n\cdot\phi L-2d'-2\phi s}{n-1}$ 

$$= 68,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$
- Dipakai 3D19 (As = 850,6 mm<sup>2</sup>)
- e. Perhitungan tulangan negatif tumpuan
  - As.min  $= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 850,6 = 425,3 \text{ mm}^2$
  - n (jumlah)  $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$ 

$$= \frac{425,3}{283,53} = 1,5 \approx 2 \text{ buah}$$
  - Dipakai 2D19
- f. Perhitungan tulangan geser
  - Vu  $= 51,25 \text{ KN} = 51250 \text{ N}$
  - Vc  $= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$ 

$$= 106.727 \text{ N}$$
  - Vsmin  $= \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$ 

$$= 213.454 \text{ N}$$
  - Vu  $\leq 0.5 \cdot \phi \cdot Vc$  (Tidak perlu penguatan geser)
 
$$51.250 \text{ N} \geq 40.023 \text{ N (Tidak OK)}$$
  - $0.5 \cdot \phi \cdot Vc \leq Vu \leq \phi Vc$  (Perlu tulangan geser minimum)
 
$$40.023 \text{ N} \leq 51250 \text{ N} \leq 80045 \text{ N (OK)}$$
  - $\phi Vc \leq Vu \leq \phi (Vc + Vsmin)$  (Perlu tulangan geser; S<sub>min</sub> = d/2)
 
$$80045 \text{ N} \geq 51250 \text{ N} \leq 240135 \text{ N (Tidak OK)}$$

- $\phi (V_c + V_s) \leq V_u \leq \phi (\frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d)$  (Perlu tulangan geser;  $S_{min} = d/4$ )  
 $240135 \text{ N} \geq 51250 \text{ N} \leq 240135 \text{ N}$  (**Tidak OK**)
- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan  
 $S_{min} = d/2 = 168 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$
- $A_v = n \times A_s \text{ D13; Dipasang 2D13}$   
 $= 2 \times 132,786 = 265,571 \text{ mm}^2$
- $S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s \text{ min}}$   
 $= \frac{265,571 \times 400 \times 337,5}{213.454} = 168,75 \text{ mm} > S_{min} = 150 \text{ mm}$
- $S_{pakai} = 150 \text{ mm}$
- Dipakai 2D13-150 mm

#### 4.2.5 Perencanaan Balok Lift

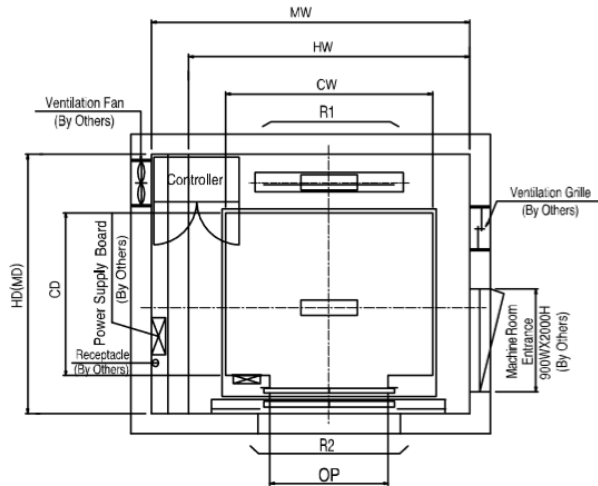
Balok *lift* yang direncanakan merupakan balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* dan beban yang terjadi pada *lift* yang terdiri dari balok penggantung dan balok penumpang *lift*.

##### 4.2.5.1 Spesifikasi *lift*

*Lift* yang digunakan dalam perencanaan ini adalah *lift* yang diproduksi oleh sigma elevator company dengan data sebagai berikut:

Tipe lift	= General type simplex (standard)
Merek	= Sigma
Kapasitas	= 17 orang (1150 kg)
Lebar pintu	= 1100 mm
<i>Car size</i>	= 2000x1350 mm <sup>2</sup>
<i>Hostway size</i>	= 2550x2050 mm <sup>2</sup>
Beban reaksi ruang mesin =	
R1	= 8000 kg
R2	= 5200 kg

[Simplex]



Gambar 4. 14 Denah Lift

#### 4.2.5.2 Perencanaan balok penggantung *lift*

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 500x200x11x19 dengan BJ 41, dengan data – data sebagai berikut:

$$W = 103 \text{ kg/m}$$

$$A = 131,3 \text{ cm}^2$$

$$d = 506 \text{ mm}$$

$$b_f = 201 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm}$$

$$t_f = 19 \text{ mm}$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$Z_x = 2462 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 398 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 20,7 \text{ cm}$$

$$i_y = 4,43 \text{ cm}$$

$$I_x = 56500 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2580 \text{ cm}^4$$

$$h = d - 2(t_f + r)$$

$$= 428 \text{ mm}$$

$$S_x = 2230 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 257 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$



## 1. Perhitungan pembebanan

## • Beban merata

## ○ Beban mati

Berat profil balok penggantung *lift* = 103 kg/m

Berat sambungan (10%) = 10,3 kg/m+

Total ( $q_D$ ) = 113,3 kg/m

## ○ Beban berfaktor

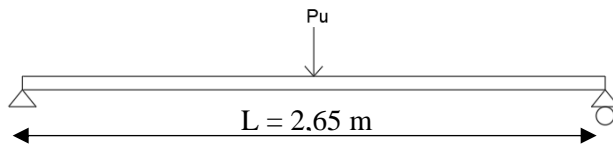
$$q_U = 1,4q_D = 1,4 \times 113,3 = 158,62 \text{ kg/m}$$

## • Beban terpusat

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.

$$P_{U1} = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 8000 (1+0.5) = 12000 \text{ kg}$$

$$P_{U2} = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 5200 (1+0.5) = 7800 \text{ kg}$$



Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Penggantung *Lift*

## 2. Gaya dalam pada balok penggantung

## • Momen yang terjadi

$$M_u = \frac{1}{8} x q_U x L^2 + \frac{1}{4} x P_u x L =$$

$$M_u = \frac{1}{8} x 113,3 x 2,65^2 + \frac{1}{4} x 12000 x 2,65$$

$$= 8089,24 \text{ kgm}$$

## • Gaya geser yang terjadi

$$V_u = \frac{1}{2} x q_U x L + \frac{1}{2} x P_u =$$

$$V_u = \frac{1}{2} x 113,3 x 2,65 + \frac{1}{2} x 12000 = 6210,17 \text{ kg}$$

### 3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{38} = 5,28$$

$$\lambda p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,9$$

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$$\lambda < \lambda p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 2462 \times 2500 = 6155000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 0.9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 265 \text{ cm}$$

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{maks} = 8089,24 \text{ kgm}$$

$$M_A = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$M_B = 8089,24 \text{ kgm}$$

$$M_C = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 8089,24}{2,5 \times 8089,24 + 3 \times 4079,43 + 4 \times 8089,24 + 3 \times 4079,43}$$

$$= 1.31 \leq 2.3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1.31 \left[ 5.539.500 - (5.539.500 - 0,7 \times 2500 \times 2230) \left( \frac{265 - 220,527}{694,296 - 220,527} \right) \right] < 5.539.500$$

7.799.272 kgcm  $\geq$  5.539.500 kgcm (Tidak OK), maka  
 $M_n = M_p$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 0.9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,9$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 42,8 \times 1,1 \times 1$$

$$= 70620 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 V_n$$

$$6210,173 \text{ kg} \leq 70620 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 265 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{265}{360} = 0,736 \text{ cm}$$

$$f^0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] + \left[ \frac{23 P L^3}{648 \cdot E \cdot I_x} \right] =$$

$$= \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(1,13) \cdot 265^4}{2000000 \cdot 56500} \right] + \left[ \frac{23 \cdot 12000 \cdot 265^3}{648 \cdot 2000000 \cdot 56500} \right] = 0,0708 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0708 \text{ cm} < 0,736 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

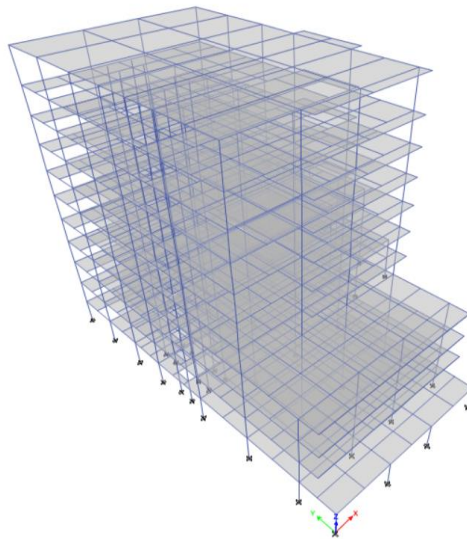
## 4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

### 4.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012

### 4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) memiliki total 10 lantai dengan 1 lantai basement, tinggi total gedung 45 meter.



Gambar 4. 16 Permodelan dengan ETABS

### 4.3.3 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:
 

Mutu beton ( $F'c$ )	: 40 Mpa
Mutu baja ( $F_y$ )	: 400 Mpa
Ketinggian lantai :	
Basement - Lt. 9	: 4 m (tiap lantai)
Lt. 10	: 5 m
Dimensi Balok	:
Balok induk	: 45/70; 35/55
Balok anak	: 30/40
Balok Pratekan	: 50/125
Tebal Pelat Lantai	: 12 cm
Tebal Pelat Atap	: 15 cm
Tebal Pelat Basement	: 25 cm
Dimensi Kolom	:
Basement – Lt.4	: 100/100
Lt 5 – 7	: 80/80
Lt 8 – 9	: 60/60
Lt 10	: 50/50
Faktor keutamaan	: 1,5 (gedung sekolah)

Beban mati struktur ini dikalkulasi sendiri oleh ETABS.

- Input beban hidup:
 

Lantai Kelas	: 1,92 kN/m <sup>2</sup>
Lantai Ruang Seminar	: 4,79 kN/m <sup>2</sup>
Lantai Atap	: 0,96 kN/m <sup>2</sup>
- Input beban mati tambahan (superdead):
 

Input beban mati tambahan pada pelat lantai:	
Penggantung	: 0,07 kN/m <sup>2</sup>
Plafond	: 0,11 kN/m <sup>2</sup>
Spesi ( $t = 2$ cm)	: 0,42 kN/m <sup>2</sup>
Tegel ( $t = 1$ cm)	: 0,24 kN/m <sup>2</sup>
Ducting & Plumbing	: <u>0,30 kN/m<sup>2</sup></u>

1,14 kN/m<sup>2</sup>

- Input beban mati tambahan pada pelat atap:

Penggantung	: 0,07 kN/m <sup>2</sup>
Plafond	: 0,11 kN/m <sup>2</sup>
Spesi (t = 2 cm)	: 0,42 kN/m <sup>2</sup>
Aspal (t = 1 cm)	: 0,14 kN/m <sup>2</sup>
Ducting & Plumbing	: <u>0,15 kN/m<sup>2</sup></u>
	0,89 kN/m <sup>2</sup>

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual ( $\pm 5\%$ ) sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS dan Manual (**Tabel 4.13**).

Tabel 4. 12 Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual

Perhitungan Manual Pembebanan Gravitasi Struktur		
SuperDead	29.234	
Dead	94.831	kN
Live	18.009	kN
Manual	142.074	kN
ETABS	144.420	kN
Rasio	1,651%	

Perhitungan rasio selisih pembebanan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio} &= W_{\text{etabs}} / W_{\text{manual}} - 1 \\
 &= (144.420 / 142.074) - 1 \\
 &= 1,651\% \leq 5\% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

#### 4.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

##### 4.3.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung sekolah yaitu IV dengan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) 1,5.

##### 4.3.4.2 Kelas Situs

SNI 1726:2012 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai  $N$  berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 persamaan (2). Berikut adalah hasil pengolahan data tanah untuk menentukan kelas situs.

Tabel 4. 13 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
0			
2	2	13	0,15
4	2	8	0,25
6	2	14	0,14
8	2	8	0,25
10	2	7	0,29
12	2	8	0,25
14	2	9	0,22
16	2	8	0,25
18	2	9	0,22
20	2	8	0,25
22	2	10	0,20
24	2	49	0,04

26	2	61	0,03
28	2	63	0,03
30	2	69	0,03
<b>Total</b>	<b>30</b>		<b>2,61</b>

$$\bar{N} = \frac{30}{2,61} = 11,49$$

Mengacu pada tabel 3 SNI 1726:2012, dengan nilai  $\bar{N} = 11,49$ , lokasi bangunan berada pada kelas situ SE (Tanah lunak).

#### 4.3.4.3 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum diambil dari web puskim.pu.go.id.

Dari web tersebut didapatkan data pada lokasi Jakarta dengan kelas situs SE (Tanah Lunak) seperti pada tabel berikut.

Tabel 4. 14 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain.

PGA	0.353
SS	0.664
S1	0.293
FPGA	1.042
Fa	1.371
Fv	2.83
SMS	0.911
SM1	0.828
Sds	0.607
Sd1	0.552
To	0.182
Ts	0.909

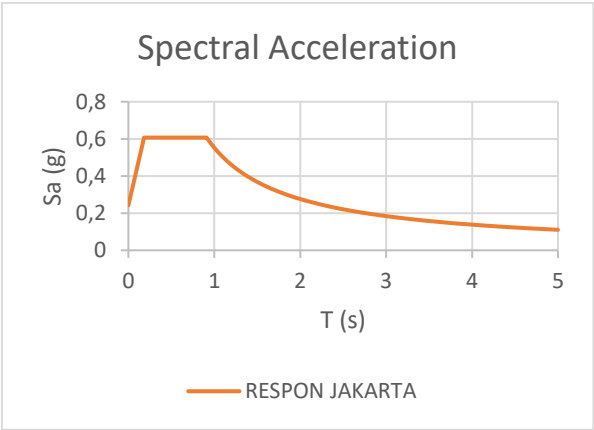


4.3.4.3 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain

Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain Kota Jakarta dihitung berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.4.

Tabel 4. 15 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra

T (detik)	Sa (g)	T (detik)	Sa (g)	T (detik)	Sa (g)	T (detik)	Sa (g)
0	0,243	0,24	0,607	1,1	0,502	2,6	0,212
0,02	0,283	0,26	0,607	1,2	0,460	2,8	0,197
0,04	0,323	0,28	0,607	1,3	0,425	3	0,184
0,06	0,363	0,3	0,607	1,4	0,394	3,2	0,173
0,08	0,403	0,4	0,607	1,5	0,368	3,4	0,162
0,1	0,443	0,5	0,607	1,6	0,345	3,6	0,153
0,12	0,483	0,6	0,607	1,7	0,325	3,8	0,145
0,14	0,523	0,7	0,607	1,8	0,307	4	0,138
0,16	0,563	0,8	0,607	1,9	0,291	4,2	0,131
0,18	0,603	0,9	0,607	2	0,276	4,4	0,125
0,182	0,607	0,909	0,607	2,2	0,251	4,6	0,120
0,2	0,607	1	0,552	2,4	0,230	4,8	0,115



Gambar 4. 17 Grafik Respon Spektrum Jakarta

#### 4.3.4.4 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 1, bangunan dengan fungsi sekolah masuk ke dalam kategori resiko IV dengan  $I_e = 1,5$ . Penentuan Kategori desain gempa sesuai dengan SNI 1726:2012, dimana,  $S_{DS} = 0,607g$  dan  $S_{D1} = 0,552g$  sehingga diketahui bahwa kategori desain seismik masuk dalam kategori D.

#### 4.3.4.5 Koefisien Modifikasi Response

Struktur Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) direncanakan akan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus. Untuk memperoleh  $R^a$  (Koefisien Modifikasi Respon),  $\Omega_0^g$  (Faktor Kuat Lebih Sistem), dan  $C_d^b$  (Faktor Pembesaran Defleksi), tabel 9 pada SNI 1726-2012 akan digunakan.

Dengan kategori desain seismik D, diperoleh :

$$R^a = 8$$

$$\Omega_0^g = 3$$

$$C_d^b = 5,5$$

#### 4.3.4.6 Kontrol Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan periode alami fundamental ( $T_a$ ) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726-2012. Dengan parameter  $C_t$  dan  $x$  diambil dari tabel 15 SNI 1726 2012, serta  $h_n$  merupakan total tinggi bangunan.  $T_a$ ,  $C_t$ , dan  $x$  diambil dari tabel 15, serta  $h_n$  merupakan tinggi bangunan.

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 45^{0,9} = 1,433 \text{ detik.}$$

Periode fundamental struktur,  $T$ , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dari tabel 4.2 SNI 1726:2012. ( $T_a < T < C_u.T_a$ )

Dari nilai  $S_{D1} = 0.314$ , didapatkan koefisien  $C_u = 1.4$ . Maka nilai  $C_u.T_a$  dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} C_u.T_a &= 1.4 \times 1.433 \\ &= 2,006 \text{ s} \end{aligned}$$

Nilai T yang didapat dari program bantu ETABS seperti pada **Tabel 4.16**.

Tabel 4. 16 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	1,896	0,501	3,1448	9,89
Modal	2	1,869	0,507	3,1852	10,1457
Modal	3	1,626	0,582	3,6549	13,3583
Modal	4	0,722	1,33	8,3565	69,8308
Modal	5	0,701	1,377	8,6541	74,894
Modal	6	0,631	1,517	9,5306	90,8327
Modal	7	0,449	2,23	14,0088	196,247
Modal	8	0,424	2,378	14,9394	223,1865
Modal	9	0,383	2,605	16,3669	267,8761
Modal	10	0,271	3,742	23,5136	552,8912
Modal	11	0,261	3,857	24,2331	587,2442
Modal	12	0,235	4,284	26,9186	724,6095
Modal	13	0,178	5,563	34,9519	1221,6346
Modal	14	0,174	5,688	35,7372	1277,1489

Periode struktur terbesar yang didapat dari analisa ETABS adalah 1,896 detik, maka:

$$T_a < T < C_u.T_a$$

$$1,433 < 1,896 < 2,006 \text{ (OK)}$$

Sehingga dapat disimpulkan bahwa perioda fundamental struktur dapat dipakai.

#### 4.3.4.7 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen adalah 8.

(SNI 1726:2012 Tabel 9)

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana:

$$S_{DS} = 0,607$$

$$I_e = 1,5$$

$$R = 8$$

$$C_s = \frac{0,607}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,1138$$

Dan nilai  $C_s$  tidak lebih dari:

$$C_s = \frac{SD1}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana:

$$S_{D1} = 0,552$$

$$I_e = 1,5$$

$$R = 8$$

$$T = 1,933$$

$$C_s = \frac{0,552}{1,896 \left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,0549$$

Dan nilai  $C_s$  tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \cdot 0,607 \cdot 1,5 = 0,04 \geq 0,01$$

Maka nilai  $C_s$  diambil **0.0549**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk gedung UHAMKA sebesar 0,5 (SNI 1726:2012), sehingga didapatkan berat seismik efektif bangunan ( $W$ ) sebesar 131.202 kN.

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$V = C_s \cdot W$$

dimana:

$C_s$	$= 0,0549$
$W$ (1DL+1SDL+0,5LL)	$= 131.202 \text{ kN}$
$V$	$= C_s \times W$

$$= 0,052 \times 13202$$

$$= 7206 \text{ kN}$$

Berikut merupakan tabel perhitungan gaya geser dasar tiap lantai ( $F_i$ ).

Tabel 4. 17 Perhitungan Gaya Geser tiap Lantai

Story	Nama Lantai	Elevasi hi (m)	t (m)	W kN	Wi x hi kNm	Proporsi	Fi kN
Story1	L1	4	4	17.136	68.545	2%	174,5
Story2	L2	8	4	16.208	129.664	5%	330,1
Story3	L3	12	4	15.745	188.940	7%	481,0
Story4	L4	16	4	14.626	234.023	8%	595,8
Story5	L5	20	4	9.331	186.621	7%	475,1
Story6	L6	24	4	9.331	223.945	8%	570,1
Story7	L7	28	4	9.331	261.269	9%	665,1
Story8	L8	32	4	9.008	288.271	10%	733,9
Story9	L9	36	4	8.686	312.693	11%	796,0
Story10	L10	40	4	8.833	353.311	12%	899,4
Story11	Atap	45	5	12.967	583.500	21%	1.485,4
<b>Total</b>				<b>131.202</b>	<b>2.830.780</b>	<b>100%</b>	<b>7.206,5</b>

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85.V/V_t$  (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) sebagai berikut (**Tabel 4.18**):

Tabel 4. 18 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

Beban	FX (kN)	FY (kN)
Gempa X	3489,31	539,71
Gempa Y	721,28	3461,4

$$V_s = 7206,5 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 3489,31 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 3461,4 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85 \cdot V_s$$

$$3489,31 \text{ kN} > 0,85 \times 7206 \text{ kN}$$

$$3489,31 \text{ kN} > 6125,5 \text{ kN} \text{ (Not OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85 \cdot V$$

$$3461,4 \text{ kN} > 0,85 \times 7206 \text{ kN}$$

$$3461,4 \text{ kN} > 6125,5 \text{ kN} \text{ (Not OK)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala  $0,85V/V_t$ .

Arah x:

$$\frac{0,85 V}{V_{xt}} = \frac{6125,5}{3489,31} = 1,76$$

Arah y:

$$\frac{0,85 V}{V_{yt}} = \frac{6125,5}{3461,4} = 1,77$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah sesuai **Tabel 4.19**.

Tabel 4. 19 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah *Scale Factor*

Beban	FX (kN)	FY (kN)
Gempa X	6125,99	947,6
Gempa Y	1276,5	6125,96

$$V_s = 7206 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 6125,99 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 6125,96 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85.V_s$$

$$6125,99 \text{ kN} > 0,85 \times 7206 \text{ kN}$$

$$6125,99 \text{ kN} > 6125,5 \text{ kN (OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85.V$$

$$6125,96 \text{ kN} > 0,85 \times 7206 \text{ kN}$$

$$6125,96 \text{ kN} > 6125,5 \text{ kN (OK)}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

#### 4.3.4.9 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90% (**Tabel 4.20**)

Tabel 4. 20 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec			
Modal	1	1,896	0,5151	0,096	0
Modal	2	1,869	0,6294	0,6061	0
Modal	3	1,626	0,6393	0,6345	0
Modal	4	0,722	0,7033	0,7004	0
Modal	5	0,701	0,7795	0,7692	0
Modal	6	0,631	0,7851	0,7821	0
Modal	7	0,449	0,802	0,8172	0

Case	Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	8	0,424	0,846	0,8386	0
Modal	12	0,235	0,8883	0,8873	0
Modal	13	0,178	0,8998	0,9075	0
Modal	14	0,174	0,9233	0,9199	0
Modal	15	0,157	0,9247	0,9222	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y pada mode 14, maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

#### 4.3.4.10 Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Tabel 4. 21 Batas Simpangan Gedung

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{xx}^c$	$0,020 h_{xx}$	$0,015 h_{xx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>a</sup>	$0,010 h_{xx}$	$0,010 h_{xx}$	$0,010 h_{xx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{xx}$	$0,007 h_{xx}$	$0,007 h_{xx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{xx}$	$0,015 h_{xx}$	$0,010 h_{xx}$

<sup>a</sup>  $h_{xx}$  adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x.

Berikut merupakan drift ijin yang didapat dari perhitungan di atas.

$$\begin{aligned}
 \delta_{ijin} &= 0.015 \times h_{sx} \\
 &= 0.015 \times 5000 = 75 \text{ mm (Lantai atap)} \\
 \delta_{ijin} &= 0.015 \times h_{sx} \\
 &= 0.015 \times 4000 = 60 \text{ mm (Lantai Basement – 9)}
 \end{aligned}$$



Lalu dilanjutkan mencari  $\delta_i$  dengan cara perhitungan sebagai berikut:

$\delta_i = \text{Drift} \times C_d / I_e$  ; dengan  $C_d = 5.5$  dan  $I_e = 1,5$  (SNI 1726:2012, tabel 9) sehingga factor pembesaran drift adalah sebagai berikut.

$$\delta_i = \text{Drift} \times \frac{5,5}{1,5} = \text{Drift} \times 3,67$$

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan drift dan  $\delta_i$  sesuai dengan SNI 1726:2012 seperti pada **Tabel 4.22** dan **Tabel 4.23**.

Tabel 4. 22 Kontrol Drift Arah X

Story	Tinggi Lantai (m)	Displacement X (mm)	$\delta x$ (mm)	Pembesaran $\delta x$ (mm)	$\delta_{ijin}$ (mm)	KET
11	5	134,162	12,7	46,58	75,00	OK
10	4	121,459	10,93	40,08	60,00	OK
9	4	110,529	13,18	48,33	60,00	OK
8	4	97,347	13,86	50,83	60,00	OK
7	4	83,485	15,08	55,28	60,00	OK
6	4	68,408	15,79	57,90	60,00	OK
5	4	52,617	13,75	50,41	60,00	OK
4	4	38,869	13,14	48,17	60,00	OK
3	4	25,733	12,15	44,55	60,00	OK
2	4	13,582	9,433	34,59	60,00	OK
1	4	4,149	4,149	15,21	60,00	OK

Tabel 4. 23 Kontrol Drift Arah Y

Story	Tinggi Lantai (m)	Displacement Y (mm)	$\delta y$ (mm)	Pembesaran $\delta y$ (mm)	$\delta ijin$ (mm)	KET
11	5	133,311	11,78	43,18	75,00	OK
10	4	121,534	11,36	41,65	60,00	OK
9	4	110,174	14,15	51,87	60,00	OK
8	4	96,028	14,69	53,86	60,00	OK
7	4	81,339	15,83	58,03	60,00	OK
6	4	65,512	16,27	59,67	60,00	OK
5	4	49,238	12,86	47,15	60,00	OK
4	4	36,378	12,61	46,23	60,00	OK
3	4	23,769	11,39	41,76	60,00	OK
2	4	12,381	8,685	31,85	60,00	OK
1	4	3,696	3,696	13,55	60,00	OK

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 1726:2012.

#### 4.3.4.11 Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana *ed* sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

$$e_x = e_{0x} + (0.05 B_x)$$

$$e_y = e_{0y} + (0.05 B_y)$$

dimana:

$e_{0x}$  dan  $e_{0y}$  adalah eksentrisitas bawaan gedung

0.05  $B_x$  dan 0.05  $B_y$  adalah eksentrisitas tak terduga

$B_x$  adalah panjang gedung arah x

$B_y$  adalah panjang gedung arah y

Eksentrisitas bawaan dihitung dengan mengurangi pusat kekakuan dengan pusat massa. Sebagai contoh pada lantai 1, pusat

kekakuan arah X dikurangi pusat massa arah X memberikan nilai +0,193. Nilai tersebut berarti pusat kekakuan berada 0,193 lebih jauh dari pusat massa, relatif terhadap titik 0,0 (Pusat kekakuan lebih jauh dari pusat massa). Sementara tanda negatif, contohnya pada lantai 2, menunjukan bahwa pusat kekakuan lebih dekat dengan titik 0,0. Berdasarkan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas bawaan pada Tabel 4.25

Tabel 4. 24 Perhitungan Eksentrisitas Bawaan dari Pusat Kekakuan dan Pusat Masa Tiap Lantai

Story	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Eksentrisitas Bawaan	
	m	m	m	m	m	m	x (m)	y (m)
Story1	15,781	27,324	15,781	27,324	15,974	29,410	0,193	2,086
Story2	16,092	28,395	16,092	28,395	15,272	29,464	-0,821	1,069
Story3	14,474	26,787	14,474	26,787	14,537	29,486	0,063	2,699
Story4	15,193	28,360	15,193	28,360	13,844	29,574	-1,349	1,214
Story5	11,710	30,193	11,710	30,193	12,991	29,797	1,282	-0,396
Story6	11,710	30,193	11,710	30,193	12,048	30,085	0,338	-0,108
Story7	11,710	30,193	11,710	30,193	11,367	30,278	-0,343	0,085
Story8	11,695	30,123	11,695	30,123	10,877	30,398	-0,818	0,275
Story9	11,683	30,048	11,683	30,048	10,514	30,474	-1,169	0,427
Story10	11,623	30,005	11,623	30,005	10,305	30,530	-1,317	0,525
Story11	11,943	29,127	11,943	29,127	10,332	30,593	-1,611	1,466

Keterangan :

Xcm : Koordinat Pusat Massa arah X

Ycm : Koordinat Pusat Massa arah Y

Xcr : Koordinat Pusat Kekakuan arah X

Ycr : Koordinat Pusat Kekakuan arah Y

#### Eksentrisitas Tak Terduga

Eksentrisitas tak terduga dihitung sebesar 5% dari bentangan struktur.

Bentang arah X = 38,4 m

Bentang arah Y = 47,7 m

Maka, 5% Lx = 5% x 38,4 m = 1,92 m

5% Ly = 5% x 47,7 m = 2,385 m

Faktor pembesaran torsi dan pengecekan ketidak beraturan torsi

Menurut SNI 03-1726-2012 Ps. 7.8.4.3, struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F, dimana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 03-1726-2012 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan. Karena struktur Gedung termasuk dalam kategori desain sesimik D, diperlukan kontrol terlebih dahulu terhadap ketidakberaturan torsi 1a atau 1b seperti seperti yang didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 03-1726-2012. Faktor pembesaran (A) yang dihitung seperti berikut :

$$A = \left( \frac{\Delta \max}{1,2\Delta_{avg}} \right)^2 \geq 1$$

Dimana  $\Delta$  maks merupakan simpangan maksimal pada lantai yang ditinjau, dan  $\Delta$  avg merupakan rata-rata nilai simpangan max dan simpangan min.

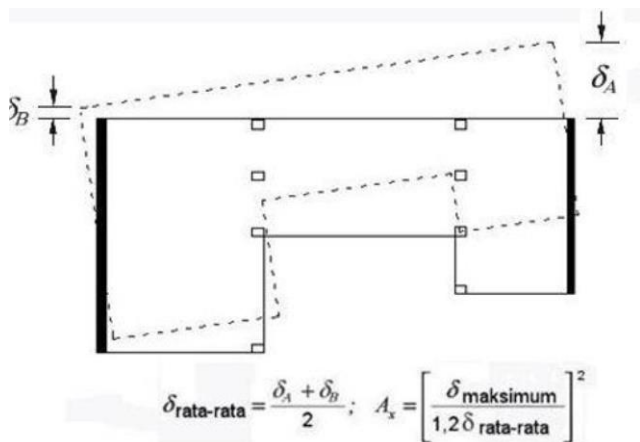
$$\Delta_{avg} = \left( \frac{\Delta \max + \Delta \min}{2} \right)$$

Data yang telah diperoleh tersebut selanjutnya digunakan untuk mengecek ketidakberaturan torsi berdasarkan ketentuan berikut :

$\delta_{max} < 1,2\delta_{avg} \rightarrow$  Tanpa Ketidakberaturan Torsi

$1,2\delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1,4\delta_{avg} \rightarrow$  Ketidakberaturan Torsi 1a

$\delta_{max} > 1,4\delta_{avg} \rightarrow$  Ketidakberaturan Torsi 1b



Gambar 4. 18 Faktor Pembesaran Torsi Ax

Tabel 4. 25 Perhitungan Pembesaran Torsi Arah X

Lantai	$\delta_{min}$	$\delta_{max}$	$\delta_{avg}$	1,2 Avg	1,4 Avg	Ax	Keterangan	Faktor Pembesaran Torsi
Atap	102,71	134,162	118,438	142,13	165,81	0,89	Tanpa Torsi	1
10	94,114	121,459	107,7865	129,34	150,90	0,88	Tanpa Torsi	1
9	86,991	110,529	98,76	118,51	138,26	0,87	Tanpa Torsi	1
8	78,009	97,347	87,678	105,21	122,75	0,86	Tanpa Torsi	1
7	68,202	83,453	75,8275	90,99	106,16	0,84	Tanpa Torsi	1
6	64,108	68,408	66,258	79,51	92,76	0,74	Tanpa Torsi	1
5	45,436	52,617	49,0265	58,83	68,64	0,80	Tanpa Torsi	1
4	33,299	39,327	36,313	43,58	50,84	0,81	Tanpa Torsi	1
3	22,01	26,041	24,0255	28,83	33,64	0,82	Tanpa Torsi	1
2	11,657	13,743	12,7	15,24	17,78	0,81	Tanpa Torsi	1
1	3,544	4,149	3,8465	4,62	5,39	0,81	Tanpa Torsi	1

Tabel 4. 26 Perhitungan Pembesaran Torsi Arah Y

Lantai	$\delta_{min}$	$\delta_{max}$	Avg	1,2 Avg	1,4 Avg	A	Keterangan	Faktor Pembesaran Torsi
Atap	99,649	133,311	116,48	139,78	163,07	0,91	Tanpa Torsi	1
10	91,469	121,534	106,5015	127,80	149,10	0,90	Tanpa Torsi	1
9	84,692	110,174	97,433	116,92	136,41	0,69	Tanpa Torsi	1
8	76,272	96,028	86,15	103,38	120,61	0,86	Tanpa Torsi	1
7	67,046	81,339	74,1925	89,03	103,87	0,83	Tanpa Torsi	1
6	56,691	65,512	61,1015	73,32	85,54	0,80	Tanpa Torsi	1
5	45,37	49,238	47,304	56,76	66,23	0,75	Tanpa Torsi	1
4	33,586	36,378	34,982	41,98	48,97	0,75	Tanpa Torsi	1
3	22,396	23,797	23,0965	27,72	32,34	0,74	Tanpa Torsi	1
2	11,959	12,381	12,17	14,60	17,04	0,72	Tanpa Torsi	1
1	3,655	3,696	3,6755	4,41	5,15	0,70	Tanpa Torsi	1

Dari perhitungan di atas, diketahui bahwa faktor pembesaran torsi tidak dibutuhkan karena hasil perhitungan menunjukkan  $\delta_{max} < 1,2\delta_{avg}$  sehingga tanpa ketidakberaturan torsi dan  $A < 1$  menandakan factor pembesaran torsi tidak dibutuhkan.

#### Eksentrisitas Desain

Pada bagian sebelumnya telah dihitung nilai eksentrisitas tak terduga dan eksetrisitas bawaan. Selanjutnya, perlu dihitung eksentristas desain untuk memperoleh koordinat baru dalam mengaplikasikan beban gempa statik equivalen.

Eksentrisitas desain merupakan jumlah dari eksentrisitas bawaan dan eksentrisitas tak terduga yang telah dikalikan faktor pembesaran, A.

$edx : e_{ox} + e_{bawaan \text{ arah } x} * A$

$edy : e_{oy} + e_{bawaan \text{ arah } y} * A$

Tabel 4. 27 Perhitungan Eksentrisitas Desain dan Koordinat Gempa Statik Equivalent

Story	Eksentrisitas Bawaan		Eksentrisitas Tak Terduga		Eksentrisitas Desain		Koordinat Gaya Gempa	
	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
Story1	0,193	2,086	1,920	2,385	2,113	4,471	17,894	31,795
Story2	-0,821	1,069	1,920	2,385	1,099	3,454	17,192	31,849
Story3	0,063	2,699	1,920	2,385	1,983	5,084	16,457	31,871
Story4	-1,349	1,214	1,920	2,385	0,571	3,599	15,764	31,959
Story5	1,282	-0,396	1,920	2,385	3,202	1,989	14,911	32,182
Story6	0,338	-0,108	1,920	2,385	2,258	2,277	13,968	32,470
Story7	-0,343	0,085	1,920	2,385	1,577	2,470	13,287	32,663
Story8	-0,818	0,275	1,920	2,385	1,102	2,660	12,797	32,783
Story9	-1,169	0,427	1,920	2,385	0,751	2,812	12,434	32,859
Story10	-1,317	0,525	1,920	2,385	0,603	2,910	12,225	32,915
Story11	-1,611	1,466	1,920	2,385	0,309	3,851	12,252	32,978

## 4.4 Perencanaan Struktur Utama Pratekan

### 4.4.1 Umum

Beton pratekan merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok pratekan untuk bentang panjang tanpa kolom di tengahnya dibandingkan beton bertulang biasa.

Menurut SNI 2847:2013 pasal. 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif di penampang kritis pada sendi plastis dan harus diangkur pada melewati muka eksterior joint. Perencanaan beton pratekan pada Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*) dengan sistem monolit. Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut

segera setelah gaya pratekan diberikan. Beton pratekan diaplikasikan pada balok pada dua arah yaitu balok arah memanjang dan balok arah melintang.

Perencanaan beton pratekan pada lantai atap karena akan dibuat ruang seminar pada lantai 10. Balok prategang dibuat pada arah memanjang dan melintang dengan panjang bentang 24 meter untuk arah memanjang dan 34,5 meter untuk arah melintang. Jumlah balok arah memanjang sebanyak 6 buah dan jumlah balok arah melintang sebanyak 2 buah. Perencanaan lebih difokuskan pada balok yang lokasinya berada di tengah karena merupakan balok paling kritis. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan pratekan, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (servisibility), dan penggambaran output.

#### **4.4.2 Data Perencanaan Beton Pratekan**

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada lantai atap balok:

- Panjang bentang arah memanjang: 24 m
- Panjang bentang arah melintang : 34,5 m
- Dimensi balok pratekan : 500/1250 mm
- $f'_c$  beton prategang : 45 Mpa
- $f'_c$  beton pelat atap : 45 Mpa
- Selimut beton : 40 mm

Jacking dilakukan ada beton saat umur tertentu dan belum mencapai kekuatan yang maksimum. Kekuatan tekan beton pada berbagai umur mengacu pada Tabel 4.1.4 PBI 1971.



Tabel 4. 28 Kekuatan tekan beton pada berbagai umur

Umur beton (hari)	3	7	14	21	28	90	365
Sement Portland Biasa	0,40	0,75	0,88	0,95	1,00	1,15	1,35

Umur beton untuk menentukan koefisien yang digunakan bergantung pada faktor suhu rata – rata mengacu pada PBI 1971 pasal 10.9, dengan rumus:

$$U = \frac{\Sigma \Delta h (S + 10^0)}{30^0}$$

Dalam pelaksanaan, jacking dilakukan setelah 14 hari curing sehingga perhitungan kuat tekan beton adalah sebagai berikut

$$\Sigma \Delta h = 14 \text{ hari}$$

$$S = 30^0$$

$$U = \frac{14(30+10)}{30} = 18,67 \text{ hari}$$

$$\text{Koefisien kuat tekan beton} = 0,88 + \frac{18,67-14}{21-14} \times (0,95 - 0,88) = 0,93$$

$$f_{ci} = 0,93 \times 45 = 41,7 \text{ MPa}$$

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada tiap lantai atap dengan balok pratekan ketebalan yang digunakan yaitu 150 mm.

- Jarak antar balok prategang yang terbesar

Pada arah memanjang

$$\begin{aligned} Lx_1 \text{ (kiri)} &= 4200 - 500 \\ &= 3700 \text{ mm} \\ Lx_2 \text{ (kanan)} &= 5300 - 500 \\ &= 4800 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada arah melintang

$$\begin{aligned} Lx_1 \text{ (kiri)} &= 8400 - 500 \\ &= 7900 \text{ mm} \\ Lx_2 \text{ (kanan)} &= 7200 - 500 \\ &= 6700 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### 4.4.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif ( $b_w$ ), maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing - masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Delapan kali tebal pelat
  - Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan
- Perhitungan lebar efektif balok arah memanjang ialah

sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= L/4 \\
 &= 24000/4 \\
 &= 6000 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= b + 2 \times (8 \times t_f) \\
 &= 500 + 2 \times (8 \times 150) \\
 &= 2900 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= b + 0.5 \times (L_{x1} + L_{x2}) \\
 &= 500 + 0.5 \times (3700 + 4800) \\
 &= 4750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai  $b_{\text{eff}}$  yang terkecil adalah 2900 mm.

Perhitungan lebar efektif balok arah melintang ialah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= L/4 \\
 &= 34500/4 \\
 &= 8625 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= b + 2 \times (8 \times t_f) \\
 &= 500 + 2 \times (8 \times 150) \\
 &= 2900 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= b + 0.5 \times (L_{x1} + L_{x2}) \\
 &= 500 + 0.5 \times (3700 + 4800) \\
 &= 4750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai  $b_{\text{eff}}$  yang terkecil adalah 2900 mm.

Karena  $b_{\text{eff}}$  antara balok melintang dan memanjang sama sehingga perhitungan analisa penampang balok juga sama. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton

pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

#### 4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengankuran tendon  $0,94 f_{py}$ , tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari  $0,8 f_{pu}$  dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan  $0,70 f_{pu}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
  - Tegangan tekan :  $0,60 \times f_{ci}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)  
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 41,7 = 25,02 \text{ Mpa}$
  - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :  
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)  
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{41,7} = 3,23 \text{ MPa}$
  - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :  $0,70 \times f_{ci}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)  
 $\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 41,7 = 29,19 \text{ Mpa}$
  - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :  $(0,5) \times \sqrt{f_{ci}}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)  
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{41,7} = 3,23 \text{ Mpa}$

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan (beban tetap):  $0,45 \times f'_c$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup):  $0,6 \times f'_c$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 45 = 27 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)

$$\begin{aligned} \text{Kelas U} &= ft \leq 0,62\sqrt{f'_c} \\ &= ft \leq 0,62\sqrt{45} \\ &= ft \leq 4,16 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas T} &= 0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \\ &= 0,62\sqrt{45} < ft \leq \sqrt{45} \\ &= 4,16 < ft \leq 6,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas C} &= ft > \sqrt{f'_c} \\ &= ft > \sqrt{45} \\ &= ft > 6,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar  $0,8\sqrt{f'_c} = 5,37 \text{ MPa}$ .

#### 4.4.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

##### Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan sehingga hanya beban mati dan beban mati tambahan yang bekerja.

##### Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

#### 4.4.6 Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang

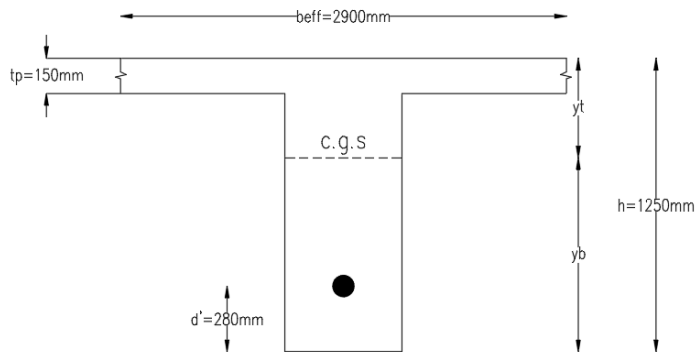
##### 4.4.6.1 Analisa Penampang Global

Balok pratekan arah memanjang dan melintang memiliki ukuran yang sama sehingga analisa penampang dapat memiliki nilai yang sama. Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{45} = 31528,5 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{45} = 31528,5 \text{ Mpa}$$

$$n = E_{\text{balok}} / E_{\text{pelat}} = 31528,5 / 31528,5 = 1$$



Gambar 4. 19 Potongan Melintang Balok Prategang Arah Memanjang pada Tumpuan

Dari **Gambar 4.19** dapat dilihat tebal pelat (tf) adalah 150 mm dengan jarak garis berat terhadap cgc adalah  $d'$ .  $y_t$  merupakan jarak dari c.g.s ke serat atas dan  $y_b$  adalah jarak dari c.g.s ke serat bawah. Untuk mendapatkan besarnya  $y_t$  dan  $y_b$  perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$\begin{aligned} b_{\text{pakai}} &= b_e / n \\ &= 2900 \text{ mm} / 1 \\ &= 2900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{\text{pelat}} &= b_e \times t_f \\
&= 2900 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \\
&= 435.000 \text{ mm}^2 \\
A_{\text{balok}} &= b \times (h - t_f) \\
&= 500 \times (1250 - 150) \\
&= 550.000 \text{ mm}^2 \\
A_{\text{tot}} &= 985.000 \text{ mm}^2 \\
Y_t &= \frac{A_{\text{pelat}} \times Y_t \text{ pelat} + A_{\text{balok}} \times Y_t \text{ balok}}{A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}}} \\
&= 423,98 \text{ mm} \\
Y_b &= (h - Y_t) \\
&= 1250 - 423,98 \\
&= 826,02 \text{ mm} \\
I &= \frac{1}{12} \times b \text{ balok} \times (h \text{ balok})^3 + A_{\text{balok}} \times d^2 + \frac{1}{12} \times b \text{ pelat} \times (h \text{ pelat})^3 + A_{\text{pelat}} \times d^2 \\
&= 151.154.193.105 \text{ mm}^4 \\
W_t &= \frac{I}{Y_t} \\
&= 356.508.543 \text{ mm}^3 \\
W_b &= \frac{I}{Y_b} \\
&= 182.992.017 \text{ mm}^3 \\
K_t &= \frac{W_b}{A_{\text{total}}} \\
&= 185,78 \text{ mm} \\
K_t &= \frac{W_t}{A_{\text{total}}}
\end{aligned}$$

#### 4.4.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan harus memenuhi tegangan beton yang diijinkan.

##### Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer
 

Tengah bentang:	Tarik ijin	= 3,23 MPa
	Tekan ijin	= -25,02 MPa
Tumpuan:	Tarik ijin	= 3,23 MPa
	Tekan ijin	= -29,19 MPa
- Pada saat beban layan

Tengah bentang:	Tarik ijin	= 5,367 MPa
	Tekan ijin	= -20,25 Mpa
Tumpuan:	Tarik ijin	= 5,367 MPa
	Tekan ijin	= -20,25 Mpa

Eksentrisitas rencana:

- Balok Arah Memanjang
  - Eksentrisitas pada tengah bentang ( $e$ ) =  $y_b - d'$   
 $= 826,02 - 280$   
 $= 546,02 \text{ mm}$
  - Eksentrisitas pada tumpuan ( $e$ ) = 200 mm (di atas cgs)
- Balok Arah Melintang
  - Eksentrisitas pada tengah bentang ( $e$ ) =  $y_b - d'$   
 $= 826,02 - 450$   
 $= 376,02 \text{ mm}$
  - Eksentrisitas pada tumpuan ( $e$ ) = 200 mm  
 (di atas cgs)

Misalkan  $F_o$  yang digunakan sebesar 3500 kN untuk balok arah memanjang dan melintang sehingga perlu dilakukan kontrol tegangan yang terjadi pada balok saat keadaan transfer gaya prategang dan keadaan service.

Berikut merupakan perhitungan kontrol tegangan pada arah balok memanjang.

Kondisi saat transfer gaya prategang

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan (-) = 1129,4 kNm

Momen lapangan (+) = 1955,2 kNm  
(tengah bentang)

Momen max (+) = 1962,6 kNm  
(pada pertemuan balok melintang dan memanjang)

*Tengah Bentang*

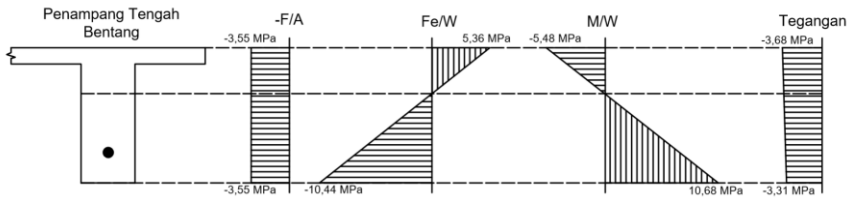
- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{3.500.000}{985.000} + \frac{3.500.0000 \times 546}{356.508.543} - \frac{1955,2 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -3,68 \text{ MPa} \\ -25,02 \text{ MPa} &< -3,68 \text{ MPa} < 3,23 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{3.500.000}{985.000} - \frac{3.500.0000 \times 546}{182.992.017} + \frac{1955,2 \times 10^6}{182.992.017} \\ \sigma_b &= -3,31 \text{ MPa} \\ -25,02 \text{ MPa} &< -3,31 \text{ MPa} < 3,23 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 20 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer

### Tumpuan

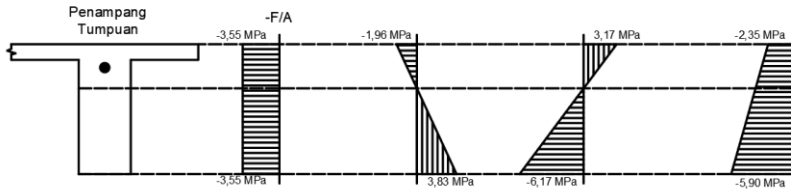
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{3.500.000}{985.000} - \frac{3.500.0000 \times 200}{356.508.543} + \frac{1129,4 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -2,35 \text{ MPa} \\ -29,19 \text{ MPa} &< -2,35 \text{ MPa} < 3,23 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{3.500.000}{985.000} + \frac{3.500.0000 \times 200}{182.992.017} - \frac{1129,4 \times 10^6}{182.992.017} \\ \sigma_b &= -5,90 \text{ MPa} \\ -29,19 \text{ MPa} &< -5,90 \text{ MPa} < 3,23 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$





Gambar 4. 21 Diagram Tegangan pada Tumpuan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer

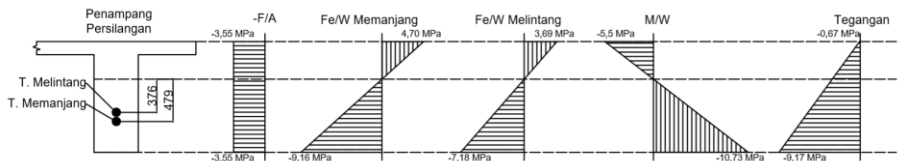
*Persimpangan antara balok memanjang dan melintang*

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{3.500.000}{985.000} + \frac{3.500.000 \times 479}{356.508.543} + \frac{3.500.000 \times 376}{356.508.543} - \\ &\quad \frac{1962,6 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -0,67 \text{ MPa} \\ -25,02 \text{ MPa} &< -0,67 \text{ MPa} < 3,23 \text{ MPa (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{3.500.000}{985.000} - \frac{3.500.000 \times 479}{182.992.0174} - \frac{3.500.000 \times 376}{182.992.017} + \\ &\quad \frac{1962,6 \times 10^6}{182.992.017} \\ \sigma_b &= -9,17 \text{ MPa} \\ -25,02 \text{ MPa} &< -9,17 \text{ MPa} < 3,23 \text{ MPa (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 22 Diagram Tegangan pada Persilangan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer

### Kondisi saat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan (-) = 1249,43 kNm

Momen lapangan (+) = 2155,44 kNm  
(tengah bentang)

Momen max (+) = 2161,42 kNm  
(pada pertemuan balok melintang dan memanjang)

### *Tengah bentang*

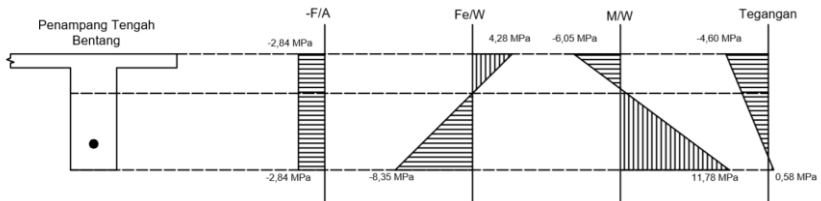
Asumsi kehilangan gaya prategang 20%

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t} \\ \sigma_t &= -\frac{0,8 \times 3.500.000}{985.000} + \frac{0,8 \times 3.500.0000 \times 546}{356.508.543} - \frac{2155,44 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -4,60 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -4,6 \text{ MPa} < 5,37 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b} \\ \sigma_b &= -\frac{0,8 \times 3.500.000}{985.000} - \frac{0,8 \times 3.500.0000 \times 546}{182.992.017} + \frac{2155,44 \times 10^6}{182.992.017} \\ \sigma_b &= 0,58 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< 0,58 \text{ MPa} < 5,37 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 23 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang pada Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Service

*Tumpuan*

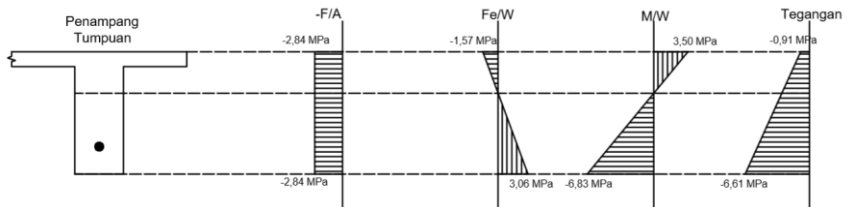
Asumsi kehilangan gaya prategang 20%

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{0,8 \times 3.500.000}{985.000} - \frac{0,8 \times 3.500.0000 \times 200}{356.508.543} + \frac{1249,43 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -0,91 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -0,91 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{0,8 \times 3.500.000}{985.000} + \frac{0,8 \times 3.500.0000 \times 200}{182.992.017} - \frac{1249,43 \times 10^6}{182.992.017} \\ \sigma_b &= -6,61 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -6,61 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 24 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Service

*Persimpangan antara balok memanjang dan melintang*

Asumsi kehilangan gaya prategang 20%

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{0,8 \times 3.500.000}{985.000} + \frac{0,8 \times 3.500.0000 \times 479}{356.508.543} + \frac{3.500.0000 \times 379}{356.508.543} - \frac{2161,42 \times 10^6}{356.508.543}\end{aligned}$$

$$\sigma_t = -2,19 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -2,19 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

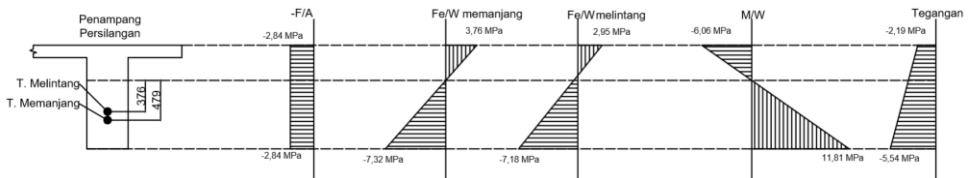
- Serat bawah:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.800.000}{985.000} + \frac{2.800.0000 \times 479}{182.992.01} + \frac{2.800.0000 \times 379}{182.992.01} - \frac{2161,42 \times 10^6}{182.992.01}$$

$$\sigma_b = -5,54 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -5,54 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 25 Diagram Tegangan Penampang Persilangan pada Balok Arah Memanjang saat Kondisi Service

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Transfer

Nama Balok		Teg. Ijin Tekan (Mpa)	Teg. Ijin Tarik (Mpa)	Keadaan Transfer (Mpa)	
				Serat Atas	Serat Bawah
Balok Memanjang	Tengah Bentang	-25,02	3,23	-3,68	-3,31
	Tumpuan	-29,19	3,23	-2,35	-5,90
	Persilangan	-25,02	3,23	-0,67	-9,17
Balok Melintang	Tengah Bentang	-25,02	3,23	-1,46	-7,62
	Tumpuan	-29,19	3,23	-3,12	-4,40
	Persilangan	-25,02	3,23	3,19	-16,69

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Service

Nama Balok		Teg. Ijin Tekan (Mpa)	Teg. Ijin Tarik (Mpa)	Keadaan Service (Mpa)	
				Serat Atas	Serat Bawah
Balok Memanjang	Tengah Bentang	-20,25	5,37	-4,60	0,58
	Tumpuan	-20,25	5,37	-0,91	-6,61
	Persilangan	-20,25	5,37	-2,19	-9,17
Balok Melintang	Tengah Bentang	-20,25	5,37	-1,22	-5,99
	Tumpuan	-20,25	5,37	-1,75	-4,98
	Persilangan	-20,25	5,37	1,74	-16,69

#### 4.4.7 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai  $f_{pu} = 1860$  (strand stress-relieved).

$$F_{p_{max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{3.500.000}{1395} = 2.509 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-22

Jumlah strand : 20

*Minimum breaking load* : 3680 kN

Diameter strand: 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$\begin{aligned} A_{pakai} &= \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \times 20 \\ &= 2.533,5 \text{ mm}^2 > A_{perlu} = 2.509 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3.500.000}{2533,5} = 1381,5 \text{ Mpa}$$

Tabel 4. 31 Tendon yang Digunakan

Nama Balok	Fo (kN)	Tendon Unit	Jumlah Strand	Diameter Strand (mm)	Apakai (mm <sup>2</sup> )	Fpakai (MPa)
Balok Memanjang	3500	5-22	20	12,7	2533,54	1381,47
Balok Melintang	3500	5-22	20	12,7	2533,54	1381,47

#### 4.4.8 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Berikut merupakan perhitungan kehilangan prategang pada balok arah memanjang.

##### 1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari:

- Kehilangan akibat slip angker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran harus dicek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1381,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f = 546 + 200 = 746 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left( \frac{8f}{L} \right) = 0,497$$

$$L = 24 \text{ m}$$

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1381,5 \times (0,15 \frac{0,497}{24000} + 0,016)}} = 475,15 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari  $x = 475,13$  mm. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever  $x < 12$  m, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 3500 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left( \frac{8f}{L} \right) = 0,497$$

$$L = 24 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } F_{pf} = 3.174 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{pf} = 3.500 - 3.186,6 = 313,4 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{313,4 \times 10^3}{2533,5} = 123,7 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{123,7}{1381,5} = 8,954 \%$$

- d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut.

Perhitungan pada kolom kanan.

$$M_B = 25,42 \text{ kNm}$$

$$M_A = -30,6 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(25,42 - (-30,6))}{5} = 11,204 \text{ kN}$$

$$\Delta f_p = \frac{11,204 \times 1000}{2533,5} = 4,42 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kanan ialah :

$$\Delta f_p = \frac{4,42}{1381,5} = 0,32 \%$$

Perhitungan pada kolom kanan.

$$M_B = 52,8 \text{ kNm}$$

$$M_A = -18,2 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(52,8 - (-18,2))}{5} = 14,2 \text{ kN}$$

$$\Delta f_p = \frac{14,2}{2533,5} = 5,6 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kanan ialah :

$$\Delta f_p = \frac{5,6}{1381,5} = 0,406 \%$$

Persentase total akibat kekangan kolom adalah  $0,32\% + 0,406\% = 0,726\%$

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

- a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)



Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkai:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

dimana :

$K_{cr} = 2$  untuk metode pra-tarik

$= 1,6$  untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$  = tegangan.beton didaerah c.g.s. akibat sluruh

beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$  = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan

$$f_{c_{ir}} = \frac{3.500.000}{985.000} + \frac{3.500.0000 \times 546^2}{151.154.193.105} - \frac{1955 \times 10^6 \times 546}{151.154.193.105}$$

$$= 3,367 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \frac{189 \times 10^6 \times 546}{151.154.193.105} = 0,682 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 28,785 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkai ialah:

$$\Delta f_{cr} = \frac{28,785}{1381,5} = 2,084 \%$$

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut:

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s \cdot \left[ 1 - 0,06 \left( \frac{V}{S} \right) \right] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 80\%$$

$$K_{sh} = 0,58 \text{ (7 hari)}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}}$$

$$= \frac{985.000}{8.300}$$

$$= 118,67 \text{ mm} = 11,86 \text{ cm}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$SH = 9,32 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{9,32}{1381,5} = 0,67 \%$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \cdot C$$

$$K_{re} = 138 \text{ MPa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1381,5}{1860} = 0,742, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ harus diinterpolasi}$$

$$C = 1,385$$

$$RE = [138 - 0,15 \cdot (9,32 + 28,78 + 0)] \times 1,385 \\ = 183,15 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{183,15}{1381,5} = 13,26 \%$$

Sehingga, total kehilangan pratekan :

$$8,954 + 0,726 + 2,084 + 0,674 + 13,26 = \mathbf{25,695 \%}$$

Besar gaya prategang arah memanjang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100 - 27,379}{100} \times 3500 = 2.542 \text{ kN}$$

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang

Nama Balok	Jenis Kehilangan	Besar Kehilangan	% Kehilangan Total	Fo (kN)	Fe (kN)
Balok Memanjang	Friksi	8,954	25,695	3500	2601
	Rangkak	2,084			
	Relaksasi	13,258			
	Susut	0,674			
	Kekangan Kolom	0,726			
Balok Melintang	Friksi	6,543	24,135	3500	2655
	Rangkak	4,028			
	Relaksasi	12,854			
	Susut	0,674			
	Kekangan Kolom	0,035			

#### 4.4.9 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Berikut merupakan perhitungan kontrol gaya prategang setelah kehilangan pada balok arah memanjang.

##### a. Kontrol akibat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan (-) = 1249,43 kNm

Momen lapangan (+) = 2155,42 kNm  
(tengah bentang)

Momen max (+) = 2161,42 kNm  
(pada pertemuan balok melintang dan memanjang)

*Tengah bentang*

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$\sigma_t = -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 546}{356.508.543} - \frac{2155,44 \times 10^6}{356.508.543}$$

$$\sigma_t = -4,70 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -4,70 \text{ MPa} < 5,37 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.600.667}{985.000} - \frac{2.600.667 \times 546}{182.992.017} + \frac{2155,44 \times 10^6}{182.992.017}$$

$$\sigma_b = 1,38 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < 1,38 \text{ MPa} < 5,37 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

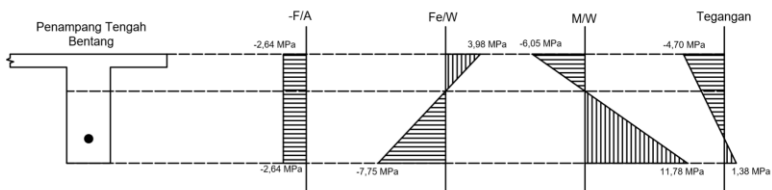


Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang pada Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan

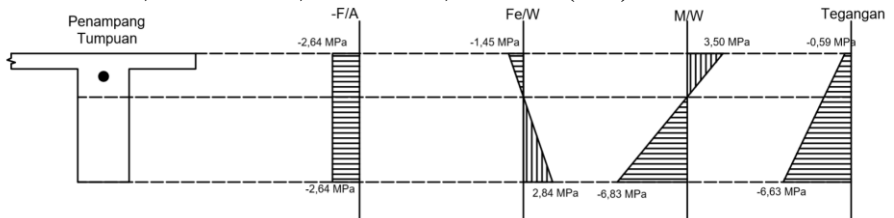
### Tumpuan

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wt} + \frac{Mlapangan}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{2.600.667}{985.000} - \frac{2.600.667 \times 200}{356.508.543} + \frac{1249,43 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -0,59 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -0,59 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wb} - \frac{Mlapangan}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 200}{182.992.017} - \frac{1249,43 \times 10^6}{182.992.017} \\ \sigma_b &= -6,63 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -6,63 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 26 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan

### Persimpangan antara balok memanjang dan melintang

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 479}{356.508.543} + \frac{2.655.288 \times 376}{356.508.543} - \frac{2161,42 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -2,41 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -2,41 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}\end{aligned}$$

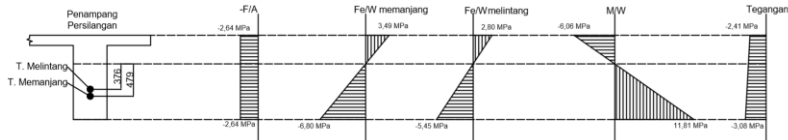
- Serat bawah:

$$\sigma_t = -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 479}{182.992.01} + \frac{2.655.288 \times 376}{182.992.01} - \frac{2161,42 \times 10^6}{182.992.01}$$

$$\sigma_b = -3,08 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -3,08 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 27 Diagram Tegangan Penampang Persilangan Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan

#### b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata,  $f_{pc}$ , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan  $f'_c/10$ .

Dimana:

$$\frac{F_c}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ Mpa dan } 3,5 \text{ Mpa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ Mpa}$$

- Pada balok arah memanjang

$$f_{pc} = \frac{F_e}{A} = -\frac{2.600.667}{985.000} = -2,64 \text{ MPa} < -3,5 \text{ MPa (OK)}$$

- Pada balok arah melintang

$$f_{pc} = \frac{F_e}{A} = -\frac{2.655.288}{985.0000} = -2,70 \text{ MPa} < -3,5 \text{ MPa (OK)}$$

#### c. Kontrol terhadap beban gempa

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ 1E pada balok arah memanjang

Momen tumpuan (-) = 1504,7 kNm

Momen lapangan (+) = 2150,8 kNm

(tengah bentang)

Momen max (+) = 2205,4 kNm

(pada pertemuan balok melintang dan memanjang)

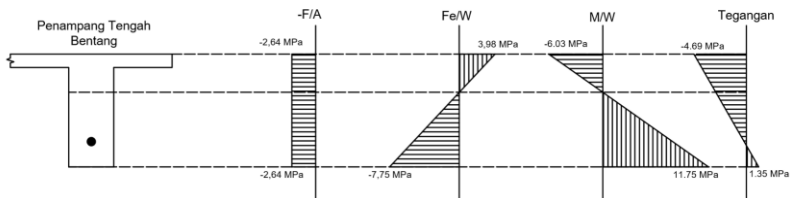
### Tengah bentang

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 546}{356.508.543} - \frac{2150 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -4,69 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} < -4,69 \text{ MPa} < 5,37 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{2.600.667}{985.000} - \frac{2.600.667 \times 546}{182.992.017} + \frac{2150 \times 10^6}{182.992.017} \\ \sigma_b &= 1,35 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} < 1,35 \text{ MPa} < 5,37 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 28 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang Balok Arah Memanjang Akibat Beban 1D+1L+1E

### Tumpuan

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe x e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{2.600.667}{985.000} - \frac{2.600.667 \times 200}{356.508.543} + \frac{1504 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= 0,12 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} < 0,12 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

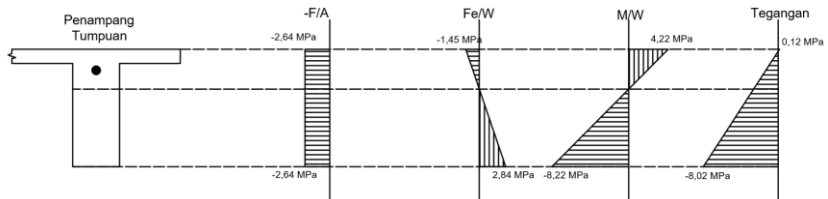
- Serat bawah

$$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe x e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 200}{182.992.017} - \frac{1504 \times 10^6}{182.992.017}$$

$$\sigma_b = -8,02 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -8,02 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 29 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Akibat Beban 1D+1L+1E

*Persimpangan antara balok memanjang dan melintang*

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 479}{356.508.543} + \frac{2.655.288 \times 376}{356.508.543} - \frac{2205 \times 10^6}{356.508.543}$$

$$\sigma_t = -2,84 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -2,84 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}$$

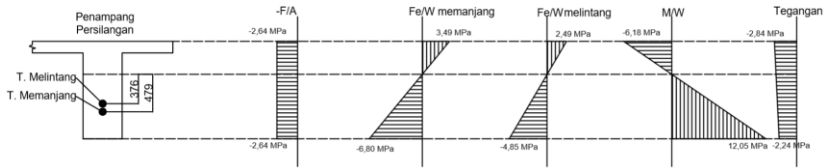
- Serat bawah:

$$\sigma_b = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 479}{182.992.01} + \frac{2.655.288 \times 376}{182.992.01} - \frac{2205 \times 10^6}{182.992.01}$$

$$\sigma_b = -2,24 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -2,24 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 30 Diagram Tegangan pada Penampang Persilangan Balok Arah Memanjang Akibat Beban 1D+1L+1E

Ketika terjadi gempa dan beban hidup 0,5 output dari ETABS dengan kombinasi 1D+0,5L+ Ex pada balok arah memanjang

Momen tumpuan (-) = 1441,8 kNm

Momen lapangan (+) = 2050,67 kNm

(tengah bentang)

Momen max (+) = 2105,95 kNm

(pada pertemuan balok melintang dan memanjang)

*Tengah bentang*

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$\sigma_t = -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 546}{356.508.543} - \frac{2050,67 \times 10^6}{356.508.543}$$

$$\sigma_t = -4,41 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -4,41 \text{ MPa} < 5,37 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah:

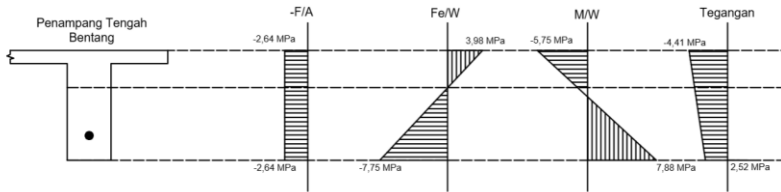
$$\sigma_b = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.600.667}{985.000} - \frac{2.600.667 \times 546}{182.992.017} + \frac{2050,67 \times 10^6}{182.992.017}$$

$$\sigma_b = -2,52 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -2,52 \text{ MPa} < 5,37 \text{ MPa (OK)}$$





Gambar 4. 31 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang Balok Arah Memanjang Akibat Beban 1D+0,5L+1E

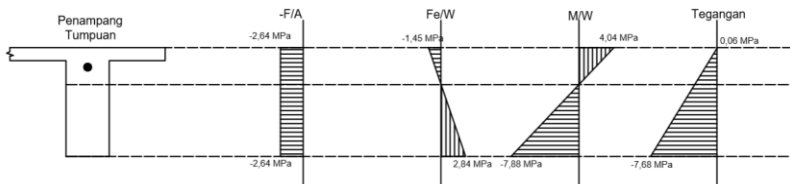
### Tumpuan

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{2.600.667}{985.000} - \frac{2.600.667 \times 200}{356.508.543} + \frac{1441,8 \times 10^6}{356.508.543} \\ \sigma_t &= -0,06 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -0,06 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 200}{182.992.017} - \frac{1441,8 \times 10^6}{182.992.017} \\ \sigma_b &= -7,68 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -7,68 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 32 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Akibat Beban 1D+0,5L+1E

### Persimpangan antara balok memanjang dan melintang

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 479}{356.508.543} + \frac{2.655.288 \times 376}{356.508.543} - \frac{2105,95 \times 10^6}{356.508.543}$$

$$\sigma_t = -3,02 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -3,02 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}$$

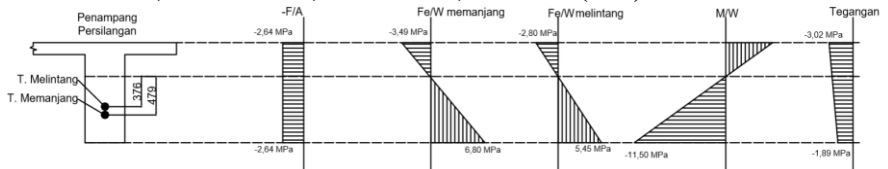
- Serat bawah:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.600.667}{985.000} + \frac{2.600.667 \times 479}{182.992.01} + \frac{2.655.288 \times 376}{182.992.01} - \frac{2105,95 \times 10^6}{182.992.01}$$

$$\sigma_b = -1,89 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -1,89 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 33 Diagram Tegangan Penampang Persilangan Balok Arah Memanjang Akibat Beban 1D+0,5L+1E

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Setelah Perhitungan Kehilangan

Kontrol Tegangan Setelah Perhitungan Kehilangan					
Kontrol Beban Layan					
Nama Balok		Teg. Ijin Tekan	Teg. Ijin Tarik	Serat Atas	Serat Bawah
Balok Memanjang	Tengah Bentang	-20,25	5,367	-4,70	1,38
	Tumpuan	-20,25	5,367	-0,59	-6,63
	Persilangan	-20,25	5,367	-2,41	-3,08
Balok Melintang	Tengah Bentang	-20,25	5,367	-0,36	-7,25
	Tumpuan	-20,25	5,367	-1,52	-4,99
	Persilangan	-20,25	5,367	1,79	-11,44

<b>Kontrol Beban Gempa (1D+1L+1EQ)</b>					
Balok Memanjang	Tengah Bentang	-20,25	5,367	-4,69	1,35
	Tumpuan	-20,25	5,367	0,12	-8,02
	Persilangan	-20,25	5,367	-2,84	-2,24
Balok Melintang	Tengah Bentang	-20,25	5,367	-0,36	-5,21
	Tumpuan	-20,25	5,367	-1,41	-5,20
	Persilangan	-20,25	5,367	0,76	-9,42
<b>Kontrol Beban Gempa (1D+0,5L+1EQ)</b>					
Balok Memanjang	Tengah Bentang	-20,25	5,367	-4,41	-2,52
	Tumpuan	-20,25	5,367	-0,06	-7,68
	Persilangan	-20,25	5,367	-3,02	-1,89
Balok Melintang	Tengah Bentang	-20,25	5,367	-0,32	-4,58
	Tumpuan	-20,25	5,367	-1,08	-5,83
	Persilangan	-20,25	5,367	0,93	-9,77

#### 4.4.10 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5.b.

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

##### a. Lendutan saat jacking

##### 1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

$$\Delta l_{po} = -123,38 \text{ mm } (\uparrow)$$

##### 2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai

kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

$$\Delta l_{qt} = 127,709 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = -123,38 + 127,709 = 4,329 \text{ mm}(\downarrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijin} = 4,329 \text{ mm} < 50 \text{ mm (OK)}$$

## **b. Lendutan saat beban layan**

### **1. Lendutan akibat tekanan tendon**

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

$$\begin{aligned} \Delta l_{po} &= \frac{F_e}{F_o} \times -123,38 = \frac{2601}{3500} \times (-123,38) \\ &= -91,68 \text{ mm } (\uparrow) \end{aligned}$$

### **2. Lendutan akibat berat sendiri**

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

$$\Delta l_{qt} = 140,67 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = -91,68 + 140,67 = 48,99 \text{ mm}(\downarrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijin} = 48,99 \text{ mm} < 50 \text{ mm (OK)}$$

Tabel 4. 34 Rekapitulasi Perhitungan Lendutan

Nama Balok	Lendutan Ijin =L/480 (mm)	Lendutan akibat Tendon (mm)	Lendutan akibat Berat Sendiri (mm)	Lendutan Total	Kontrol
Balok Memanjang	50	Saat Transfer			
		-123,38	127,709	4,329	OK
		Saat Service			
		-91,677	140,67	48,99	OK
Balok Melintang	71,875	Saat Transfer			
		-189,153	161,513	-27,64	OK
		Saat Service			
		-143,502	180,268	36,77	OK

#### 4.4.11 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

### 1. Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan

#### a. Tumpuan

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 2533,5 \text{ mm}^2$$

$$d = y_b + e_{\text{tumpuan}}$$

$$= 826 + 200$$

$$= 1026 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05$$

$$= 0,85 - \frac{(45 - 28)}{7} \times 0,05$$

$$= 0,729$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{a_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$  dapat diambil tidak kurang dari

$$0,17. \text{ Diambil } \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$\begin{aligned} F_{ps} &= 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\} \\ &= 1621,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_{ps} \times f_{ps} \\ &= 1621,3 \times 2.533,5 \\ &= 4.107.624 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} \\ &= \frac{4.107.624}{0,85 \cdot 45 \cdot 500} \\ &= 214,78 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 4.107.624 \left( 1026 - \frac{214,78}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 3773 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 25\% \phi M_n &= 25\% \times 0,9 \times 3773 \text{ kN.m} \\ &= 849 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_u = \text{akibat gempa maks} = 1504,67 \text{ kNm}$$

Sehingga momen yang harus ditanggung tulangan lunak  $M_u - 25\% \phi M_n = 1504,67 - 849 = 655,66 \text{ kNm}$ . Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan tulangan lunak adalah 655,66 kN.m

#### b. Lapangan

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 2533,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= (h - d') \\ &= 1250 - 280 \\ &= 970 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{eff} = 2900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 \\ &= 0,729 \end{aligned}$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari}$$

$$0,17. \text{ Diambil } \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$F_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\}$$

$$= 1621,3 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 2.533,5 \times 1621,3$$

$$= 4.107.624 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b}$$

$$= \frac{4.107.624}{0,85 \cdot 45 \cdot 2900}$$

$$= 37,03 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 4.107.624 \left( 970 - \frac{37,03}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 3908 \text{ kN.m}$$

## 2. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mu : 655,66 kN.m
- Mutu beton : 45 Mpa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Dimensi balok : 50/125 cm
- Panjang balok : 24 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 29 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 16 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 1250 - 40 - 16 - 29/2 = 1179,5 \text{ mm}$

### a. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 400 = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{F_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{45}}{4 \times 400} = 0,00419 \text{ (menentukan)}$$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai  $\beta_1$ , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 pasal 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \left( \frac{f_c - 28}{7} \times 0,05 \right)$$

$$\beta_1 = 0,729$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,729 \times 45}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0418 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0418 = 0,0314$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 45} = 10,458$$

### Penulangan Lentur pada Daerah Tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{655,66 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 1179,5^2} = 1,047 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,458} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,458 \times 1,047}{400}} \right) \\ &= 0,0026519 \end{aligned}$$

Maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,00419$  ( $\rho_{\min} > \rho$ )



- Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.00419 \times 500 \times 1179,5 = 2472,6 \text{ mm}^2 \\ \text{As D29} &= 660,5 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As D29}} = 3,74 \approx \mathbf{4 \text{ buah}} \end{aligned}$$

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan bawah:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{2} \times 0.00395 \times 500 \times 1179,5 = 1236 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As D29}} = 1,87 \approx \mathbf{2 \text{ buah}} \end{aligned}$$

#### Penulangan Lentur pada Daerah Lapangan

Dikarenakan seluruh gaya gempa pada daerah lapangan dipikul oleh tendon, maka pemasangan tulangan di lapangan memakai tulangan minimum.

$$\rho_{\min} = 0,00419$$

- Menentukan jumlah tulangan lapangan bawah:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.00419 \times 500 \times 1179,5 = 2472,6 \text{ mm}^2 \\ \text{As D29} &= 660,5 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As D29}} = 3,74 \approx \mathbf{4 \text{ buah}} \end{aligned}$$

- Menentukan jumlah tulangan lapangan atas:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{2} \times 0.00395 \times 500 \times 1179,5 = 1236 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As D29}} = 1,87 \approx \mathbf{2 \text{ buah}} \end{aligned}$$

## 2. Penulangan Geser

Perhitungan penulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.3.2. Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$V_u = 763,76 \text{ kN} = 763.760 \text{ N}$$

$$M_u = 2865 \text{ kNm}$$

$$V_c = (0,05\lambda\sqrt{F_c} + 4,8 \frac{V_u \cdot d_p}{M_u}) b_w \cdot d$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$h = 1250 \text{ mm}$$

$$d_p = y_b + e = 826 + 200 = 1026 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1$$

$$d = 1179,5 \text{ mm}$$

$$V_c = (0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{45} + 4,8 \frac{763,76 \times 1,026}{2865}) 500 \times 1179,5$$

$$= 972.081 \text{ N}$$

$$V_{c \text{ min}} = 0,17 \cdot \lambda \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 500 \times 1179,5$$

$$= 672.548 \text{ N}$$

$$V_{c \text{ max}} = 0,42 \cdot \lambda \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,42 \times 1 \times \sqrt{45} \times 500 \times 1179,5$$

$$= 1.661.589 \text{ N}$$

$$V_c \text{ pakai} = 972.081 \text{ N} (V_c < V_{c \text{ max}})$$

Berikut persyaratan pemasangan tulangan geser

$$1. V_u \leq 0,5 \emptyset V_c$$

$$763.760 \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 972.081$$

$$763.760 \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 972.081$$

$$763.760 \leq 364.530 \text{ (NOT OK)}$$

sehingga butuh tulangan geser

$$2. 0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$$

$$0,5 \cdot 0,75 \cdot 972.081 \leq 763.760 \leq 0,75 \cdot 972.081$$

$$364.530 \text{ N} \leq 763.760 \text{ N} \leq 729.060 \text{ N (NOT OK)}$$

$$3. \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c + 0,66\sqrt{f_c'} b_w \cdot d$$

$$729.060 \text{ N} \leq 763.760 \text{ N} \leq 3.340.128 \text{ N (OK)}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \text{ (SNI 2847:2013 pasal 11.4.6.3)}$$

S rencana = 300 mm

$$A_{v_{\min}} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$= 155,97 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D16 ( $A_v = 402 \text{ mm}^2$ )

Jadi tulangan geser pakai = 2D16-200

Pada daerah di luar sendi plastis, jarak maksimum sengkang yang diperbolehkan adalah  $d/2 = 589,75 \text{ mm} < s_{\text{pakai}} = 300 \text{ mm}$ .

Pada daerah sendi plastis, jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013

Pasal. 21.5.3.2:

1.  $d/4 = 632,5/4 = 158,125 \text{ mm}$
2.  $6 \times \text{utama} = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$
3.  $150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 150 mm. Sengkang dipasang sepanjang  $2h = 2 \times 1250 = 2700 \text{ mm}$  dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Lentur dan Sengkang Balok Prategang

Nama Balok	Daerah	Lentur		Sengkang	
		Tul. Atas	Tul. Bawah	Daerah Sendi Plastis (<2h)	Di Luar Sendi Plastis (>2h)
Balok Memanjang	Tumpuan	4D29	2D29	2D16-150	2D16-200
	Lapangan	2D29	4D29		
Balok Melintang	Tumpuan	4D29	2D29	2D16-150	2D16-200
	Lapangan	2D29	4D29		

### 3. Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor  $T_u$  memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33\lambda\sqrt{f_c}}}$$

$A_{cp}$  = Luas penampang keseluruhan

$P_{cp}$  = Keliling penampang keseluruhan

$\lambda$  = 1 (beton) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

$\phi$  = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)

$F_{cp}$  = 2,64 Mpa

Kontrol kebutuhan torsi:

$$A_{cp} = b \times h = 500 \times 1250 = 625.000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2 \times (500 + 1250) = 3500 \text{ mm}$$

$$T_u = 190,45 \text{ kN.m} = 190.450.000 \text{ N.mm}$$

$$T_u < 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{45} \left( \frac{625.000^2}{3500} \right) \sqrt{1 + \frac{2,64}{0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{45}}}$$

$$190.450.000 < 274.386.208 \text{ N.mm (OK)}$$

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang **tidak memerlukan** tulangan torsi.

Tabel 4. 36 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Torsi Balok Prategang

Nama Balok	Torsi		
	Tu (kNm)	Tu ijin (kNm)	Kebutuhan Tul. Torsi
Balok Memanjang	190,45	274,39	TIDAK PERLU
Balok Melintang	245,90	275,95	TIDAK PERLU

#### 4.4.12 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal dilakukan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja pratekan yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja telah memenuhi kontrol momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah telah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

##### a. Momen nominal oleh tendon pratekan

###### Tumpuan

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 2533,5 \text{ mm}^2$$

$$d = y_b + e_{\text{tumpuan}}$$

$$= 826 + 200$$

$$= 1026 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05$$

$$= 0,85 - \frac{(45 - 28)}{7} \times 0,05$$

$$= 0,729$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari}$$

$$0,17. \text{ Diambil } \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$F_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\}$$

$$= 1621,3 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 1621,3 \times 2.533,5$$

$$\begin{aligned}
 &= 4.107.624 \text{ N} \\
 a &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{4.107.624}{0,85 \cdot 45 \cdot 500} \\
 &= 214,78 \text{ mm} \\
 M_n &= T \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 4.107.624 \left( 1026 - \frac{214,78}{2} \right) \times 10^{-6} \\
 &= 3773 \text{ kN.m} \\
 25\% \phi M_n &= 25\% \times 0,9 \times 3773 \text{ kN.m} \\
 &= 849 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

### Lapangan

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 45 \text{ Mpa} \\
 A_{ps} &= 2533,5 \text{ mm}^2 \\
 d &= (h - d') \\
 &= 1250 - 280 \\
 &= 970 \text{ mm} \\
 b_{eff} &= 2900 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 \\
 &= 0,729 \\
 \gamma_p &= 0,55 \\
 f_{pu} &= 1860 \text{ MPa} \\
 f_{ps} &= f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}
 \end{aligned}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$  dapat diambil tidak kurang dari

$$0,17. \text{ Diambil } \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$\begin{aligned}
 F_{ps} &= 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\} \\
 &= 1621,3 \text{ MPa} \\
 T &= A_{ps} \times f_{ps} \\
 &= 2.533,5 \times 1621,3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4.107.624 \text{ N} \\
 a &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \\
 &= \frac{4.107.624}{0,85 \cdot 45 \cdot 2900} \\
 &= 37,03 \text{ mm} \\
 M_n &= T \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 4.107.624 \cdot \left( 970 - \frac{37,03}{2} \right) \times 10^{-6} \\
 &= 3908 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

**b. Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Tumpuan**

Dipakai tulangan lentur 4 D 29

$$\begin{aligned}
 A_s &= 2642 \text{ mm}^2 \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 f'_c &= 45 \text{ Mpa} \\
 d &= 1179,5 \text{ mm} \\
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2642 \times 400}{0,85 \times 45 \times 500} = 55,259 \text{ mm} \\
 M_n &= T \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 2642 \times 400 \times \left( 1179,5 - \frac{55,259}{2} \right) \\
 &= 1217,33 \text{ kNm} \\
 M_n \text{ total} &= M_n \text{ tump (tendon)} + M_n \text{ tump (lentur)} \\
 &= 3773 + 1217 \\
 &= 4991 \text{ kNm} \\
 M_u \text{ envelope} &= 1963 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &\geq M_u \text{ max tumpuan, dimana nilai } \phi = 0,9 \\
 0,9 \times 4991 &\geq 1963 \text{ kNm} \\
 4492 \text{ kNm} &\geq 1963 \text{ kNm (OK)}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap gempa (Kombinasi Gempa)

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ total} &= 25\% \times 3773 + 1217 \\
 &= 2161 \text{ kNm} \\
 M_u \text{ gempa} &= 1505 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max gempa, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 2161 \text{ kNm} \geq 1505 \text{ kNm}$$

$$1945 \text{ kNm} \geq 1505 \text{ kNm (OK)}$$

**c. Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Lapangan**

Dipakai tulangan lentur 4 D 29

$$A_s = 2642 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$d = 1179,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2642 \times 400}{0,85 \times 45 \times 500} = 55,259 \text{ mm}$$

$$M_n = T. \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2642 \times 400 \times \left( 1179,5 - \frac{55,259}{2} \right)$$

$$= 1217,33 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ total} = M_n \text{ tump (tendon)} + M_n \text{ tump (lentur)}$$

$$= 3908 + 1217$$

$$= 5126 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ envelope} = 2865 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max tumpuan, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 5126 \geq 2865 \text{ kNm}$$

$$4613 \text{ kNm} \geq 2865 \text{ kNm (OK)}$$

**Tabel 4. 37 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Momen Nominal terhadap Mu Envelope**

Nama Balok		Mn tendon (kNm)	Mn lentur (kNm)	Mn (kNm)	Mu (kNm)	Kontrol
Balok Memanjang	Tumpuan	3.773	1.217	4.991	1.963	OK
	Lapangan	3.908	1.217	5.126	2.865	OK
Balok Melintang	Tumpuan	3.773	1.217	4.991	1.506	OK
	Lapangan	3.222	1.217	4.439	1.314	OK



Tabel 4. 38 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Momen Nominal pada Tumpuan

Nama Balok	Mn tendon (kNm)	Mn lentur (kNm)	25% Mn tendon + Mn tul (kNm)	Mu gempa (kNm)	Kontrol
Balok Memanjang	3.773	1.217	2.161	1.505	OK
Balok Melintang	3.773	1.217	2.161	990	OK

#### 4.4.13 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar  $0,62 \lambda \sqrt{f_c}$  sehingga didapatkan  $\phi Mn > 1.2Mcr$ , dengan nilai  $\phi = 0.9$ .

##### a. Tumpuan

$$\begin{aligned}
 F &= 2600,67 \text{ kN} \\
 Kb &= 186 \text{ mm} \\
 e &= 200 \text{ mm} \\
 W_T &= 356.508.543 \text{ mm}^3 \\
 f_r &= 0,62 \sqrt{f_c} = 0,62 \sqrt{45} \\
 &= 4,16 \text{ MPa} \\
 M_1 &= F (e + Kb) \\
 &= 2600,67 \times 10^3 (200 + 186) \\
 &= 1.003.281.989 \text{ Nmm} \\
 M_2 &= f_r \times W_T \\
 &= 4,16 \times 356.508.543 \\
 &= 1.482.749.846 \text{ Nmm} \\
 Mcr &= M_1 + M_2 \\
 &= 2.486.031.835 \text{ Nmm} \\
 &= 2486 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\phi M_n > 1.2M_{cr}$$

$$4492 > 1,2 \times 2486$$

$$4492 \text{ kNm} > 2983 \text{ kNm (OK)}$$

**b. Lapangan**

$$F = 2600,67 \text{ kN}$$

$$K_t = 362 \text{ mm}$$

$$e = 546 \text{ mm}$$

$$W_B = 182.992.017 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45}$$

$$= 4,16 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F(e + K_b)$$

$$= 2600,67 \times 10^3 (546 + 362)$$

$$= 2.361.283.118 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = f_r \times W_T$$

$$= 4,16 \times 182.992.017$$

$$= 761.079.618 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2$$

$$= 3.122.362.736 \text{ Nmm}$$

$$= 3122 \text{ kNm}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\phi M_n > 1.2M_{cr}$$

$$4613 > 1,2 \times 3122$$

$$4613 \text{ kNm} > 3747 \text{ kNm (OK)}$$

**Tabel 4. 39 Rekapitulasi Kontrol Momen Retak**

Nama Balok	Mn lentur (kNm)	Mn tendon + Mn lentur (kNm)	$\phi M_n$ (kNm)	Mcr (kNm)	1,2 Mcr (kNm)	0,9 Mn > 1,2 Mcr
Balok Memanjang	1.217	4.991	4.492	2.486	2.983	OK
	1.217	5.126	4.613	3.122	3.747	OK
Balok Melintang	1.217	4.991	4.492	2.507	3.009	OK

	1.217	4.439	3.995	2.721	3.265	OK
--	-------	-------	-------	-------	-------	----

#### 4.4.14 Daerah Limit Tendon

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton. Pada perencanaan ini, balok prategang dibuat menyilang sehingga perlu adanya kontrol agar semua tendon baik dari arah memanjang dan melintang masuk ke dalam daerah limit kabel. Tegangan tarik diperbolehkan sebesar tegangan ijin beton prategang sehingga terdapat perluasan daerah limit kabel dengan menaikkan atau menurunkan daerah limit sesuai dengan rumus di bawah ini:

$$\begin{aligned} \text{et} &= \frac{fb' \times A \times kt}{F} \\ \text{eb} &= \frac{ft' \times A \times kb}{Fo} \end{aligned}$$

et = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

eb = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

ft' = tegangan tarik ijin pada serat atas saat transfer

fb' = tegangan tarik ijin pada serat bawah akibat beban kerja

F = gaya prategang efektif

Fo = gaya prategang awal

kt = kern atas

kb = kern bawah

Berikut merupakan contoh perhitungan daerah limit kabel.

- Limit atas kabel dipengaruhi oleh momen maksimum yang terdiri dari beban mati dan beban hidup dan gaya prategang efektif (Fe).

Momen pada koordinat x=0 pada balok arah memanjang

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M_{max}}{F} = \frac{-1249}{2601} = -0,418 \text{ m} = -418 \text{ mm}$$

$$kt = \frac{Wb}{A} = \frac{182.992.017}{985000} = 185,78 \text{ mm}$$

$$fb' = 5,366 \text{ MPa}$$

$$et = \frac{fb' \times A \times kt}{F} = 378 \text{ mm}$$

- Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang ( $F_o$ ).

Momen pada koordinat  $x=0$  pada balok arah memanjang

$$a_2 \text{ (bawah)} = \frac{M_{min}}{F_o} = \frac{-1129}{3500} = 0,323 \text{ m} = 322,7 \text{ mm}$$

$$kb = \frac{Wb}{A} = \frac{356.508.543}{985000} = 361,94 \text{ mm}$$

$$ft' = 3,229 \text{ MPa}$$

$$eb = \frac{ft' \times A \times kb}{F_o} = 328,88 \text{ mm}$$

#### 4.4.15 Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.2.

$$P_u = 1,2 \times P$$

$$P = 3500 \text{ KN} = 3.500.000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 \times 3.500.000 = 4.200.000 \text{ N}$$

$$T_{pencar} = 0,25 \times P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (h - 2e)$$

dimana:

$P_u$  = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

$a$  = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

$e$  = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang

$h$  = Tinggi Penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh:

$a$  = 290 mm (angkur strand 5-22, VSL tabel)

$e$  = 200 mm

$h$  = 1250 mm

Maka:

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times 4.200.000 \left(1 - \frac{290}{1250}\right) = 806.400 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (1250 - 2 \times 200) = 425 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{806.400}{400} = 2.0 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D16 ( $A_v = 402 \text{ mm}^2$ ), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = \frac{2016}{402} = 6 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = \frac{d_{\text{pencar}}}{n} = \frac{425}{6} = 70,83 \text{ mm}$$

Sehingga spasi yang dipakai = 70 mm

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Pengangkuran Ujung Balok Prategang

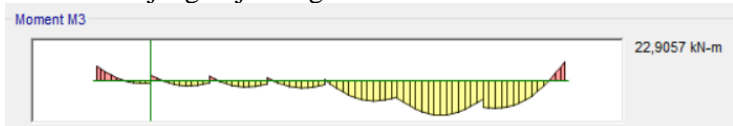
Pengangkuran Ujung	
Balok Memanjang	2D16-70
Balok Melintang	2D16-70

#### 4.4.15 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan balok prategang perlu diperhatikan agar pelaksanaan memungkinkan untuk dilakukan. Dalam perencanaan ini, balok prategang yang direncanakan tidak hanya pada balok arah memanjang tetapi juga pada balok arah melintang sehingga pelaksanaan sangat mempengaruhi. Jacking dilakukan secara bertahap dan urutan jacking pada balok arah memanjang dan melintang perlu dikontrol apakah dapat menahan gaya ke atas yang disebabkan oleh prategang. Berikut metode pelaksanaan pada balok prategang.

- 1) Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahanya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.
- 2) Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang tulangan – tulangan yang terdapat pada balok prategang dan pelat. Bekisting dipasang dengan melendut ke atas agar dapat menyeimbangi lendutan balok ke bawah. Kemudian pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal dipasang untuk menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakkan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya. Beberapa titik yang menjadi batas dari daerah limit harus ditandai agar tendon tidak berada di luar daerah limit kabel.
- 3) Pengecoran balok prategang dan pelat dilakukan secara bersamaan. Hal ini berpengaruh kepada perhitungan tegangan sehingga perhitungan tidak memisahkan antara pelat dan balok (bukan komposit). Pengecoran dilakukan dengan cor di tempat. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.

- 4) Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
- 5) Proses jacking (penarikan tendon) harus dilakukan secara bertahap dimulai dari jacking pada balok memanjang terlebih dahulu. Hal ini dikarenakan kondisi di lapangan yang tidak memungkinkan untuk melakukan jacking semua balok secara bersamaan. Karena balok memanjang di jacking terlebih dahulu maka perlu dilakukan kontrol apakah penampang balok arah melintang mampu menahan beban merata ke atas yang disebabkan oleh balok arah memanjang. Berikut urutan jacking balok prategang arah memanjang dan melintang:
  - a. Jacking pertama pada balok arah memanjang dilakukan sebesar 100%  $F_o$ .  
 Pengecekan kekuatan penampang balok melintang dalam menahan momen positif akibat jacking setelah semua balok arah memanjang di jacking.



Gambar 4. 34 Diagram Momen Balok Arah Melintang Saat Jacking  
Balok Arah Memanjang

$M_u$	= 22,91 kNm (pada koordinat 2,1 m)
Tulangan atas	= 2D29 (pada daerah lapangan)
$A_s'$	= 1321 mm <sup>2</sup>
Øsengkang	= 13 mm
$F_c'$	= 45 MPa
$F_y$	= 400 MPa
$b$	= 500 mm
$h$	= 1250 mm
cover	= 40 mm
$d$	= $1250 - 40 - 13 - 29/2 = 1179,5$ mm

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\
 &= \frac{1321 \times 400}{0,85 \times 45 \times 500} = 27,63 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= 0,9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\
 &= 0,9 \times 1321 \times 400 \times (1179,5 - (27,63/2)) \\
 &= 554.353.453 \text{ Nmm} \\
 &= 554,35 \text{ kNm} > M_u = 22,91 \text{ kNm (OK)}
 \end{aligned}$$

- b. Setelah semua balok arah memanjang dijacking, dilakukan penarikan tendon (jacking) pada balok arah melintang sebesar 100%  $F_o$ . Karena kedua balok sama – sama menerima beban merata ke atas maka tidak perlu dilakukan pengecekan kapasitas penampang terhadap momen positif.
- 6) Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
- 7) Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.

## 4.5 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

### 4.5.1 Umum

Perencanaan struktur utama non prategang ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 terkait ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr Hamka (UHAMKA) sebagian besar konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara aplikasi software bantu sipil dan perhitungan penulangan secara manual.



#### 4.5.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) direncanakan beberapa balok induk seperti (**Tabel 4.41**):

Tabel 4. 41 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
B1	8400	Memanjang	510	340	700	450
B2	7200	Memanjang	437	291	550	350
B3	6200	Melintang	376	251	550	350
B4	5300	Melintang	322	215	550	350
B5	8400	Melintang	510	340	700	450
B6	8000	Melintang	486	324	700	450

##### 4.5.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI 1 pada lantai ruang seminar.

##### Data perencanaan:

L	= 8400 mm
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 400 Mpa
Tul. lentur (D)	= 25 mm
As tulangan	= 490,87 mm <sup>2</sup>
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,73 mm <sup>2</sup>
B	= 450 mm
H	= 700 mm
Decking	= 40 mm

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{decking} + \emptyset \text{sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{lentur} \\
 &= 65,5 \text{ mm} \\
 d &= h - (\text{decking} + \emptyset \text{sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{lentur}) \\
 &= 634,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Data hasil momen dan gaya geser dari ETABS akibat kombinasi beban yang terbesar (envelope)**

$$\begin{aligned}
 \text{Mu tumpuan (-)} &= -696,87 \text{ kN.m} \\
 \text{Mu tumpuan (+)} &= 108,08 \text{ kN.m} \\
 \text{Mu lapangan} &= 261,83 \text{ kN.m} \\
 \text{Tu} &= 97,45 \text{ kN.m} \\
 \text{Vu(envelope)} &= 328,75 \text{ KN} \\
 \text{Vu (1.2D+L)} &= 247,55 \text{ KN} \\
 \text{Vu}_{2h} &= 293,25 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

**Persyaratan komponen lentur untuk Struktur Pemikul Momen Khusus (SRPMK)**

Karena struktur pada gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) menggunakan sistem pemikul rangka momen khusus, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.1 mengenai syarat yang harus dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa yang direncanakan memikul lentur adalah:

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi  $0,1.A_g.f'_c$ 

$$0 \text{ N} < 0,1 \times 450 \times 700 \times 40 = 1260000 \text{ N (OK)}$$
- Bentang bersih minimum  $\geq 4d$ 

$$(8400 \text{ mm} - 1000 \text{ mm}) \geq 4 \cdot 634,5 \text{ mm}$$

$$7400 \text{ mm} \geq 4 \cdot 634,5 = 2538 \text{ mm (OK)}$$
- Perbandingan Lebar/Tinggi balok  $> 0,3$  dan
 
$$\frac{\text{Lebar}}{\text{Tinggi}} = \frac{45}{70} = 0,6 > 0,3 \text{ (OK)}$$
- Lebar balok tidak boleh melebihi 1,75 lebar kolom
 
$$450 \text{ mm} < (1,75 \times 500) = 875 \text{ mm (OK)}$$

### Penulangan tumpuan

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana  $\phi = 0.9$

#### Penulangan tumpuan atas

- $M_u = -696,87 \text{ kN.m}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 774.309.666 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'_c - 28)}{7}$   
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $= 0.764$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$   
 $= 0.03898$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.03898 = 0.029$
- $\rho_{\max} = 0.025$  (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y}$   
 $= \frac{0.25 \sqrt{40}}{400} = 0.00395$  (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765$
- Ambil harga  $X \leq 0,75 X_b$   
 $X_b = \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \times d = 380,7 \text{ mm}$   
 $X \leq 0,75 \cdot 380,7 = 285,525 \text{ mm};$   
 Direncanakan  $X = 90 \text{ mm}$
- $A_{sc} = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y}$   
 $= \frac{0.85 \cdot 0.764 \cdot 40 \cdot 450 \cdot 90}{400} = 2630,07 \text{ mm}^2$
- $M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left( d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2} \right)$

- $$= 2630,07 \times 400 \times (634,5 - \frac{0,764 \cdot 90}{2})$$
- $$= 631.343.043 \text{ mm}^2$$
- $M_n - M_{nc} > 0$  (tulangan rangkap)
  - $R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{774.309.666}{450 \times 634,5^2} = 4,27 \text{ N/mm}^2$
  - $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}})$ 

$$= \frac{1}{11,765} (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 4,27}{400}})$$

$$= 0,0115$$
  - Maka dipakai  $\rho = 0,0115$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )
  - Tulangan tumpuan atas
 

As perlu  $= \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0115 \times 450 \times 634,5 = 3271,34 \text{ mm}^2$$

n (jumlah)  $= \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}}$

$$= \frac{3271,34}{490,87} = 6,7 \sim 7 \text{ buah}$$

Dipakai 7D25 (As. pasang = 3436 mm<sup>2</sup>)
  - Kontrol jarak tulangan
 

Jarak tulangan (s)  $= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$

$$= 28 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$
  - Menghitung momen nominal tulangan tumpuan atas
 

a  $= \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$

$$= \frac{3436 \times 400}{0,85 \times 40 \times 450} = 89,83 \text{ mm}$$

$\emptyset M_n = 0,9 \cdot As \cdot f_y \cdot (d - a/2)$

$$= 0,9 \times 3436 \times 400 \times (634,5 - (89,83/2))$$

$$= 729.315.956 \text{ Nmm}$$

$$= 729,32 \text{ kNm} > M_u \text{ (OK)}$$

### Penulangan tumpuan bawah

Berdasarkan SNI 2847:2013, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih

kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada komponen tersebut.

$$Mu \text{ tumpuan (+)} = 108,08 \text{ kNm}$$

$$0,5 \phi Mn \text{ dari tulangan atas} = 0,5 \times 729,32 \text{ kNm} \\ = 364,66 > 108,08 \text{ kNm}$$

0,5 Mn tulangan atas > Mu tumpuan positif, sehingga gunakan momen lentur hasil perhitungan kapasitas penampang.

$$\text{➤ } Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{364,66 \times 10^6}{450 \times 634,5^2} = 2,236 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{➤ } \rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ = \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 2,236}{400}} \right) \\ = 0,0058$$

➤ Maka dipakai  $\rho = 0,0058$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )

➤ Tulangan tumpuan bawah

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \\ = 0,0058 \times 450 \times 634,5 = 1652,71 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} \\ = \frac{1652,7}{490,87} = 3,4 \sim 4 \text{ buah}$$

➤ Dipakai 4D25 (As. pasang = 1963 mm<sup>2</sup>)

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \phi L - 2d' - 2\phi s}{n - 1} \\ = 81 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada tumpuan adalah:

Tulangan atas : 7D25 (As pasang = 3436 mm<sup>2</sup>)

Tulangan bawah : 4D25 (As pasang = 1963 mm<sup>2</sup>)

➤ Menghitung  $d_{\text{aktual}}$

Tabel 4. 42 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik						
Baris	Jumlah	D(mm)	As(mm <sup>2</sup> )	Spasi Baris	Jarak (y)	As.y
1	4	25	1.963	-	66	128.609
2	3	25	1.473	25	116	170.088
Jumlah	7		3.436		181	298.697

Letak titik berat tulangan (dari bawah):

$$Y = \frac{298.697}{3436} = 86,93 \text{ mm}$$

Tinggi efektif aktual:

$$d_{\text{aktual}} = h - y = 613,07 \text{ mm}$$

- Cek apakah tulangan leleh atau tidak

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3436}{450 \times 613,07} = 0,0124$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{1963}{450 \times 634,5} = 0,00688$$

$$\rho_{cy} = \frac{0,85 \times f_c' \times d' \times \beta}{d \times f_y} \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) + \rho' = 0,0276 > \rho = 0,0124$$

Sehingga tulangan belum leleh

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

➤  $M_u = 696,87 \text{ kN.m}$

➤  $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 774.309.666 \text{ N.mm}$

➤ Decking,  $t_s = 40 \text{ mm}$

➤ Jarak ke as tulangan, tarik ( $d_1$ ) = 86,93 mm

➤ Jarak ke as tulangan, tekan ( $d_2$ ) = 65,5 mm

➤ Tinggi efektif,  $d$  aktual = 613,07 mm

➤ Tul. Tarik 7D25,  $A_{s1} = 3436 \text{ mm}^2$

➤ Tul. Tekan 4D25,  $A_{s2} = 1963,5 \text{ mm}^2$

➤  $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$   
 $11.693 X^2 - 196.349 X - 77.165.370 = 0$

$X = 90,06 \text{ mm}$  (Menggunakan goal seek)

- Mencari nilai  $f_s'$  tulangan terpasang

$$f_s' = \left( 1 - \frac{d_2}{x} \right) \times 600$$

$= 163,64 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$  (tulangan tidak leleh)

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{n\text{act}} &= 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2) \\ &= 785.343.204 \text{ N.mm} > M_n = 774.309.666 \text{ N.mm} \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$

Tabel 4. 43 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Negatif

Nama Balok	n (buah)	D (mm)	As (mm <sup>2</sup> )	d (mm)	X (mm)	fs' (Mpa)	Mn act (Nmm)	Mn (Nmm)	Kontrol
BI 1	7	25	3436	87	90	163,64	785.343.204	774.309.667	OK
BI 2	5	25	2454	69	87	128,41	433.359.414	383.877.778	OK
BI 3	5	25	2454	69	87	128,41	433.359.414	357.177.778	OK
BI 4	4	25	1963	69	76	61,74	351.676.441	348.084.444	OK
BI 5	7	25	3436	90	92	152,74	780.233.875	739.400.000	OK
BI 6	6	25	2945	85	86	120,03	679.458.184	633.033.333	OK

➤ Cek kondisi penampang

$$C = 90,06 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left( \frac{d_t - c}{c} \right) = 0,018 > 0,005$$

Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

➤ Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2

$$M_n^+ \geq \frac{1}{2} \times M_n^-$$

$$632.983.585 \text{ N.mm} \geq 0,5 \times 785.343.204 \text{ N.mm}$$

$$632.983.585 \text{ N.mm} \geq 392.671.602 \text{ N.mm} \text{ (OK)}$$

➤ Kontrol batas penulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\text{➤ } \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 450 \cdot 634,5}{400} = 999,34 \text{ mm}^2$$

$$999,34 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 3436 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\text{➤ } \frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{400} \cdot 450 \cdot 634,5 = 1128,6 \text{ mm}^2$$

$$1128,6 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 3436 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

➤ Kontrol jarak tulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4:

$$C_c = \text{tebal selimut} + \emptyset \text{ sengkang} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$f_s = 2/3 \cdot f_y = 2/3 \cdot 400 = 267 \text{ Mpa}$$

$$S_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 C_c = 266,5 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm (OK)}$$

$$S_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) = 399 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm (OK)}$$

### Penulangan lapangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

- $\frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{4} \times 696,87 \text{ kNm}$   
 $= 174,22 \text{ kNm}$
- $Mu_{\text{lapangan}} = 261,83 \text{ KN.m} > \frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan}} \text{ (OK)}$
- $M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{261,83 \times 10^6}{0,9} = 290.926.667 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(F'_c - 28)}{7}$   
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $= 0,764$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$   
 $= 0,0389$
- $\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0389 = 0,029$
- $\rho_{\text{max}} = 0,025 \text{ (menentukan)}$
- $\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y}$   
 $= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395 \text{ (menentukan)}$
- $\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$
- Ambil harga  $X \leq 0,75 X_b$



$$X_b = \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \times d = 380,7 \text{ mm}$$

$$X \leq 0,75 \cdot 380,7 = 285,525 \text{ mm}; \text{ Direncanakan } X = 90 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ Asc} &= \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 450 \cdot 90}{400} = 2630,07 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ Mnc} &= \text{Asc} \times f_y \times \left( d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2} \right) \\ &= 2630,07 \times 400 \times \left( 634,5 - \frac{0,764 \cdot 90}{2} \right) \\ &= 631.343.043 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } M_n - M_{nc} > 0 \text{ (tulangan rangkap)}$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{290.926.667}{450 \times 634,5^2} = 2,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 2,39}{400}} \right) \\ &= 0,00411 \end{aligned}$$

$$\text{➤ Maka dipakai } \rho = 0,00411 \text{ } (\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max})$$

$$\text{➤ Tulangan lapangan bawah}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00411 \times 450 \times 634,5 = 1174,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{1174,71}{490,87} = 2,4 \sim 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai 3D25 (As. pasang} = 1472,6 \text{ mm}^2)$$

$$\text{➤ Tulangan lapangan atas}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1}{2} \times \text{As} \\ &= \frac{1}{2} \times 1174,71 = 587,35 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{587,35}{490,87} = 1,19 \sim 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai 2D25 (As. pasang} = 981,75 \text{ mm}^2)$$

$$\text{➤ Kontrol jarak tulangan}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b-n.\phi L-2d'-2\phi s}{n-1} \\ &= 294 \text{ mm} > 25\text{mm (OK)}\end{aligned}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada lapangan adalah:

Tulangan atas : 2D25 (As. pasang = 981,75 mm<sup>2</sup>)

Tulangan bawah : 3D25 (As. pasang = 1472,6 mm<sup>2</sup>)

➤ Kontrol balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk kontruksi balok T (Gambar 4.29), sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

- $b_e = \frac{1}{4} \times L_b = 2100 \text{ mm}$  (menentukan)

$$b_e = b_w + (8.t) = 1410 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 0,5 (8400-450) = 3975 \text{ mm}$$

- $A_s = 1472,6 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b_e} = 8,24 \text{ mm}$$

- $x = \frac{a}{\beta_1} = 10,79 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$

$x \leq t$ , termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.

- Cek apakah tulangan leleh atau tidak

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1472,6}{450 \times 634,5} = 0,00516$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{981,75}{450 \times 634,5} = 0,00344$$

$$\rho_{cy} = \frac{0,85 \times f_c' \times d' \times \beta}{d \times f_y} \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) + \rho' = 0,023 > \rho = 0,0124$$

Sehingga tulangan belum leleh

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif

$$M_u = 263,30 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 290.926.667 \text{ N.mm}$$

$$\text{Decking, } t_s = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak ke as tulangan, tarik (d}_1\text{)} = 65,5 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak ke as tulangan, tekan (d}_2\text{)} = 65,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif, d aktual} = 634,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Tarik 3D25, } A_{s1} = 1472,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. Tekan 2D25, } A_{s2} = 981,75 \text{ mm}^2$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$$

$$11.693 X^2 + 10X - 29.777.240 = 0$$

$$X = 77,463 \text{ mm (Menggunakan goal seek)}$$

Mencari nilai  $f_s'$  tulangan terpasang

$$f_s' = (1 - \frac{d_2}{x}) \times 600$$

$$= 93,8375 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa (tulangan tidak leleh)}$$

$$Mn_{act} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2} \cdot (f_s' - 0,85 f_c') \cdot (d - d_2)$$

$$= 581.100.447 \text{ N.mm} > Mn = 290.926.667 \text{ N.mm}$$

**(OK)**

- Cek kondisi penampang

$$\epsilon_t = 0,003 \frac{d_t - c}{c} = 0,003 \frac{634,5 - 77,46}{90,06} = 0,0216 > 0,005$$

(penampang tension controlled, asumsi benar)

- Kontrol batas penulangan lapangan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\text{➤ } \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 450 \times 634,5}{400} = 999,34 \text{ mm}^2$$

$$999,34 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. bawah} = 1472,6 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\text{➤ } \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = x \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{400} \cdot 450 \cdot 634,5 = 1128,6 \text{ mm}^2$$

$$1128,6 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. bawah} = 1472,6 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Tabel 4. 44 Rekapitulasi Kontrol Batas Penulangan pada Tumpuan dan Lapangan

Nama Balok	Tulangan	n (buah)	D (mm)	As tulangan (mm <sup>2</sup> )	d (mm)	$\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$	$\frac{0,25 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y}$	Kontrol
BI1	Tumpuan	7	25	3436	628,5	989,8875	1117,963974	OK
	Lapangan	3	25	1473	628,5	989,8875	1117,963974	OK
BI2	Tumpuan	5	25	2454	478,5	586,1625	662,0030639	OK
	Lapangan	3	25	1473	478,5	586,1625	662,0030639	OK
BI3	Tumpuan	5	25	2454	478,5	586,1625	662,0030639	OK
	Lapangan	2	25	982	478,5	586,1625	662,0030639	OK
BI4	Tumpuan	4	25	1963	478,5	586,1625	662,0030639	OK
	Lapangan	2	25	982	478,5	586,1625	662,0030639	OK
BI5	Tumpuan	7	25	3436	628,5	989,8875	1117,963974	OK
	Lapangan	3	25	1473	628,5	989,8875	1117,963974	OK
BI6	Tumpuan	6	25	2945	628,5	989,8875	1117,963974	OK
	Lapangan	3	25	1473	628,5	989,8875	1117,963974	OK

Dengan cara yang sama seperti perhitungan di atas, didapatkan rekapitulasi penulangan lentur balok induk pada Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Uniiversitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) sebagai berikut:

Tabel 4. 45 Rekapitulasi Penulangan Lentur Sebelum Ditambahkan Torsi

Nama Balok	Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan		Lapangan	
	Atas	Bawah	Bawah	Atas
BI1	7D25	4D25	3D25	2D25
BI2	5D25	3D25	3D25	2D25
BI3	5D25	3D25	2D25	2D25
BI4	4D25	3D25	2D25	2D25
BI5	7D25	4D25	3D25	2D25
BI6	6D25	3D25	3D25	2D25

#### 4.5.4 Penulangan Geser pada Balok Induk

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

- $S < \frac{1}{4}.d = 153,27 \text{ mm}$
- $S < 6.\phi = 150 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$  (menentukan)
- Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4:

- $S < \frac{1}{2}.d = 306,5 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$

##### a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan

sehubungan dengan kuat lentur maksimum  $M_{pr}$ , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

➤ Momen ujung  $M_{pr}$

$M_{pr}$  merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum  $1,25 f_y$ .

- Kapasitas momen ujung akibat struktur bergoyang ke kanan

➤ Kondisi 1 : tulangan atas di muka interior kanan mengalami tarik

$$A_s \text{ balok} = 3436 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ pelat} = 2 \times b_e/s = 2 \times 1410/150 = 19$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pelat} &= n_{\text{pelat}} \times A_s \text{ tulangan pelat} \\ &= 19 \times 0,25 \times \pi \times 8^2 \\ &= 955,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ tul. atas} &= A_s \text{ balok} + A_s \text{ pelat} \\ &= 4391,16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$d = 613,07 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot 1,25}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= 143,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (A_s \text{ tul. atas} \times 1,25f_y) (d - a/2) \\ &= 1235,56 \text{ kNm (searah jarum jam di muka} \\ &\text{interior kanan)} \end{aligned}$$

➤ Kondisi 2 : tulangan bawah di muka interior kiri mengalami tarik

$$A_s = 1963,5 \text{ mm}^2$$

$$d = 613,07 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot 1,25}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= 64,17 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_{pr2} = (A_s \times 1,25f_y) (d - a/2)$$

$$\begin{aligned}
 &= 591.421.253 \text{ N.mm} \\
 &= 591,42 \text{ kNm (searah jarum jam di muka interior} \\
 &\text{kiri)}
 \end{aligned}$$

➤ Gaya geser total pada muka tumpuan

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G = 247,55 \text{ kN}$$

- Akibat gempa ke kiri

➤  $l_n$  = panjang balok – lebar kolom

$$= 8400 - 600$$

$$= 7800 \text{ mm}$$

$$= 7,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } V_{\text{sway}} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \\
 &= \frac{1235,56 + 591,42}{7,8}
 \end{aligned}$$

$$= 234,22 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } V_{\text{ekn}} &= V_g - \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \\
 &= 247,55 - 234,22 \\
 &= 13,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } V_{\text{ekn}} &= V_g + \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \\
 &= 247,55 + 234,22 \\
 &= 481,78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

### Perhitungan penulangan geser

Kuat geser beton ( $V_c=0$ ) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

-  $V_{\text{sway}} > 0,5 \times \text{gaya geser total}$

$$234,22 \text{ kN} > 0,5 \times 481,78 \text{ kN}$$

$$234,22 \text{ kN} > 240,89 \text{ kN (Not OK)}$$

- Gaya geser aksial tekan  $< A_g \times \frac{f_c}{20}$

$$0 \text{ N} < 0,05 \times 450 \times 700 \times 40 = 630 \text{ kN (OK)}$$

Dikarenakan hanya satu syarat saja yang memenuhi, maka  $V_c$  tidak bisa dianggap 0.

- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$   
 $= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 450 \times 613,07$   
 $= 290.805 \text{ N}$
- $\phi = 0,75$  (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
- $V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$   
 $= \frac{481,78}{0,75} - 290805$   
 $= 341.945 \text{ N}$
- $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d_{aktual}}$   
 $= \frac{339931}{400 \times 613,07}$   
 $= 1,39 \text{ mm}^2/\text{mm}$
- Dipakai sengkang 2D13,  
 $A_v = 2 \times 132,786 = 265,57 \text{ mm}^2$   
 $S = \frac{265,57}{1,39} = 191,5 \text{ mm}$   
 Spakai = 100 mm
- Dipakai 2D13 – 100 mm

b. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis

- Tulangan geser di luar sendi plastis ( $>2h = 1400$ )
- $V_{u2h}$  hasil interpolasi  $V_e$   
 $13,31 + \frac{(7,8-1,4)}{7,8} \times (481,78 - 13,31) = 392,104 \text{ kN} >$   
 $293,32 \text{ kN}$
- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$   
 $= 290.805 \text{ N}$
- $V_{smin} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$   
 $= 581610 \text{ N}$
- $V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$  (Tidak perlu penguatan geser)  
 $392.104 \text{ N} \leq 109.052 \text{ N}$  (**Tidak OK**)

- $0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$  (Perlu tulangan geser minimum)  
 $109.052 \text{ N} \leq 392.104 \text{ N} \geq 218.104 \text{ N}$  (**Tidak OK**)
- $\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min})$  (Perlu tulangan geser;  $S_{\min} = d/2$ )  
 $218.104 \text{ N} \leq 392.104 \text{ N} \leq 654.312 \text{ N}$  (**OK**)
- $\emptyset (V_c + V_s) \leq V_u \leq \emptyset (\frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d)$  (Perlu tulangan geser;  $S_{\min} = d/4$ )  
 $654.312 \text{ N} \geq 392.104 \text{ N} \leq 872.416 \text{ N}$  (**Tidak OK**)
- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan  $S_{\min} = d/2 = 306,5 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$
- Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:
 
$$V_s = \frac{V_e}{\emptyset} - V_c$$

$$= \frac{392.104}{0,75} - 290.805$$

$$= 232.000 \text{ N}$$
- Direncanakan sengkang 2 kaki D13
 
$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}}$$

$$= \frac{232.000}{400 \times 613,07} = 0,95 \text{ mm}^2/\text{mm}$$
- Dipasang sengkang 2D13
 
$$A_v = 2 \times 132,786 = 265,57 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,57}{0,95} = 280,6 \text{ mm} \approx 280 \text{ mm}$$
 Spakai = 130 mm
- Dipakai sengkang 2D13-130 mm pada daerah luar sendi plastis ( $< 2h = 1400 \text{ mm}$ )

#### 4.5.2.3 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B4 pada lantai Ruang seminar.

- $T_u = 97,46 \text{ kN.m}$
- $V_u = 474,55 \text{ kN}$  (dari perhitungan  $V_e$  di Penulangan geser)



## a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

- $A_{cp}$  = Luas bruto penampang beton  
 $= b \times h$   
 $= 450 \times 700 = 315000 \text{ mm}^2$
- $P_{cp}$  = keliling luar penampang beton  
 $= 2 \times (b + h)$   
 $= 2 \times (450 + 700) = 2300 \text{ mm}$
- $b_h$  =  $(b - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$   
 $= 357 \text{ mm}$
- $h_h$  =  $(h - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$   
 $= 607 \text{ mm}$
- $A_{oh}$  = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang  
 $= b_h \times h_h = 216699 \text{ mm}^2$
- $P_{oh}$  = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang  
 $= 2 \times (b_h + h_h) = 1928 \text{ mm}$

## b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari perumusan berikut:

$$T_u < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

- $A_{cp}$  = Luas penampang total
- $P_{cp}$  = Keliling penampang total
- $\lambda$  = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1
- $\emptyset$  = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left( \frac{315000^2}{2300} \right)$$

97.455.800 N.mm < 16.882.567 N.mm (**Butuh tulangan torsi**)

a. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c}\right)$$

Dimana:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 290.805 \text{ N}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} &\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \\ &\sqrt{\left(\frac{474,55}{450 \times 613}\right)^2 + \left(\frac{97455800 \times 1928}{1,7 \times 216699^2}\right)^2} = 2,91 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c}\right) \\ &0,75 \cdot \left(\frac{290805}{450 \times 613} + 0,66 \sqrt{40}\right) = 3,92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$2,91 \leq 3,92 \text{ (OK)}$$

c. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai  $A_o$  dapat diambil sama dengan  $0,85 A_{oh}$  dan nilai  $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 216699 \text{ mm}^2 = 184194 \text{ mm}^2$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \Theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \Theta} = 0,882 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ( $< 2h = 1400 \text{ mm}$ )

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 1,39 + (2 \times 0,882) = 3,154 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 3,154 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 315 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{315}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 3,01 \approx 4 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 4D13-100 pada daerah sendi plastis ( $<2h = 1400 \text{ mm}$ )

- Di luar sendi plastis ( $>2h = 1400 \text{ mm}$ )

$$\frac{Av}{s} + 2x \frac{At}{s} = 0,95 + (2 \times 0,882) = 2,714 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 2,714 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 271,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{271,4}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 1,34 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 2D16-100 pada daerah sendi plastis ( $<2h = 1400 \text{ mm}$ )

- d. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{At}{s} \cdot Poh \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta \\ &= 0,882 \cdot 1928 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45 \\ &= 1700,15 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{1\min} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s}\right) \cdot poh \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\ &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 315000}{400} - 1,04 \cdot 1928 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \\ &= -1062,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

A longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok.  $A_1$  torsi untuk kiri kanan =  $0,5 \times 1700,15 = 850 \text{ mm}^2$ .

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D25 ( $A_s = 981,774 \text{ mm}^2$ ), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

Tabel 4. 46 Rekapitulasi Penulangan Lentur Setelah Penambahan Torsi

Nama Balok	Lokasi	Tulangan	db (mm)	As perlu (mm <sup>2</sup> )	As torsi (mm <sup>2</sup> )	Astotal (mm <sup>2</sup> )	n (buah)	Tulangan
<b>BI1</b>	Tumpuan	Atas	25	3271,340	425,038	3696,38	8	8D25
		Tengah	25		850,076	850,08	2	2D25
		Bawah	25	1652,709	425,038	2077,75	5	5D25
	Lapangan	Atas	25	587,356	425,038	1012,39	3	3D25
		Tengah	25		850,076	850,08	2	2D25
		Bawah	25	1174,713	425,038	1599,75	4	4D25
<b>BI2</b>	Tumpuan	Atas	25	2155,276	205,377	2360,65	5	5D25
		Tengah	25		410,755	410,75	2	2D25
		Bawah	25	1169,819	205,377	1375,20	3	3D25
	Lapangan	Atas	25	394,534	205,377	599,91	2	2D25
		Tengah	25		410,755	410,75	2	2D25
		Bawah	25	789,069	205,377	994,45	3	3D25
<b>BI3</b>	Tumpuan	Atas	25	1993,174	166,433	2159,61	5	5D25
		Tengah	25		332,865	332,87	2	2D25
		Bawah	25	1169,819	166,433	1336,25	3	3D25
	Lapangan	Atas	25	333,077	166,433	499,51	2	2D25
		Tengah	25		332,865	332,87	2	2D25
		Bawah	25	666,154	166,433	832,59	2	2D25
<b>BI4</b>	Tumpuan	Atas	25	1938,450	218,981	2157,43	5	5D25
		Tengah	25		437,962	437,96	2	2D25
		Bawah	25	1470,801	218,981	1689,78	4	4D25
	Lapangan	Atas	25	333,077	218,981	552,06	2	2D25
		Tengah	25		437,962	437,96	2	2D25
		Bawah	25	666,154	218,981	885,13	2	2D25
<b>BI5</b>	Tumpuan	Atas	25	3129,944	266,984	3396,93	7	7D25
		Tengah	25		533,969	533,97	2	2D25
		Bawah	25	1764,833	266,984	2031,82	5	5D25
	Lapangan	Atas	25	656,210	266,984	923,19	2	2D25
		Tengah	25		533,969	533,97	2	2D25
		Bawah	25	1312,420	266,984	1579,40	4	4D25
<b>BI6</b>	Tumpuan	Atas	25	2651,611	206,498	2858,11	6	6D25
		Tengah	25		412,996	413,00	2	2D25
		Bawah	25	1424,868	206,498	1631,37	4	4D25
	Lapangan	Atas	25	561,650	206,498	768,15	2	2D25
		Tengah	25		412,996	413,00	2	2D25
		Bawah	25	1123,300	206,498	1329,80	3	3D25

Tabel 4. 47 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Daerah Sendi Plastis (<2h)

Nama Balok	Di Dalam Sendi Plastis (<2h)							
	Av/s	At/s	Av/s +2 x At/s	Jumlah kaki	Diameter (mm)	Av	Spasi	Tulangan
BI1	2,839	0,882	4,602	4	13	530,929	115	4D13-100
BI2	2,085	0,580	3,246	2	16	402,124	124	2D16-100
BI3	2,085	0,470	3,026	2	16	402,124	133	2D16-120
BI4	2,382	0,619	3,619	2	16	402,124	111	2D16-100
BI5	2,382	0,557	3,497	2	16	402,124	115	2D16-100
BI6	2,267	0,431	3,129	2	16	402,124	129	2D16-120

Tabel 4. 48 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Luar Daerah Sendi Plastis (>2h)

Nama Balok	Di Luar Sendi Plastis (>2h)					
	Av/s	At/s	Av/s +2 x At/s	Av	Spasi (mm)	Tulangan
BI1	2,303	0,882	4,066	530,929	131	2D16-100
BI2	1,699	0,580	2,859	402,124	141	2D16-140
BI3	1,699	0,470	2,639	402,124	152	2D16-150
BI4	1,845	0,619	3,082	402,124	130	2D16-130
BI5	1,845	0,557	2,960	402,124	136	2D16-130
BI6	1,359	0,431	2,222	402,124	181	2D16-180

#### 4.5.2.5 Panjang Penyaluran Tulangan

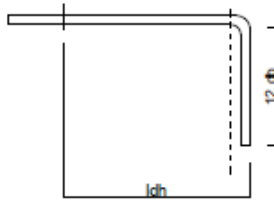
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran  $l_{dh}$  untuk tulangan tarik dengan kait standar  $90^\circ$  dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$l_{dh} > 8.db = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > \frac{0,24.f_y.db}{\sqrt{f_c}} = 379 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $l_{dh} = 400 \text{ mm}$  masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait  $12.db = 300 \text{ mm}$



Gambar 4. 35 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

### 4.5.3 Perencanaan Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan *detailing* penulangan struktur kolom K1 pada lantai 1, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.

#### 4.5.3.1 Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom

- H : 1000 mm
- B : 1000 mm
- Mutu Beton : 40 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Tebal decking : 50 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 29 mm
- Diameter Sengkang ( $\emptyset$ ) : 16 mm

#### 4.4.3.2 Gaya Dalam yang Terjadi pada Kolom

Tabel 4. 49 Gaya dalam pada kolom

Kombinasi Beban	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
1,2 D + L - RSX	9.169,62	136,86	206,45	31,00	1.342,59
1,2 D + 1L- RSY	9.012,80	237,70	82,41	24,14	532,97
1,2 D + L + RSX	7.736,06	64,42	205,83	31,71	1.312,62
1,2 D + L + RSY	7.892,88	165,25	81,79	24,86	503,00
1,2D + 1,6L	8.467,17	35,69	1,13	0,38	16,59
1,4D	7.770,01	33,22	0,39	0,33	13,99
1,2D + 1L	7.709,41	33,94	0,97	0,29	11,25
0,9 D - RSX	5.004,32	119,51	205,60	31,19	1.333,86
0,9 D - RSY	4.847,50	220,35	81,56	24,34	524,24
0,9 D + RSY	3.727,58	182,60	82,64	24,66	511,72
0,9 D + RSX	3.570,76	81,77	206,68	31,52	1.321,35

#### 4.4.3.3 Syarat Komponen Struktur Kolom

SNI Pasal 21.6.1 mensyaratkan :

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi  $A_g f'_c / 10$  (SNI2847:2013 pasal 21.6.1).

$$P_u = 9169 \text{ kN}$$

$$A_g \times \frac{f'_c}{10} = 1000 \times 1000 \times \frac{40}{10} = 4.000.000 \text{ N} = 4.000 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor} = 9.169 \text{ kN} > A_g \times \frac{f'_c}{10} = 4.000 \text{ kN}$$

memenuhi syarat

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)

Ukuran penampang terpendek 1000 mm > 300 mm (OK)

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2)

$$\text{Ratio } b/h = 1000/1000 = 1 > 0,4 \text{ (OK)}$$

Tabel 4. 50 Rekapitulasi Persyaratan Dimensi Kolom

Persyaratan Dimensi Kolom (Pasal 21.6.1)

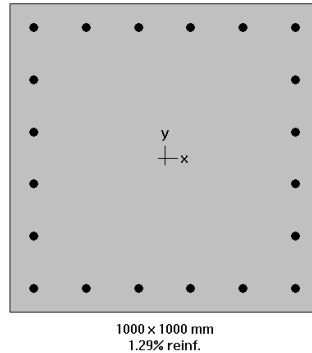
Nama Kolom	b (mm)	h (mm)	Pu (kN)	$0,1.A_g.f'_c$	$P_u > 0,1.A_g.f'_c$	$b > 300 \text{ mm}$	$b/h > 0,4$
K4	500	500	1459	1000	OK	OK	OK
K3	600	600	2933,24	1440	OK	OK	OK
K2	800	800	5742,30	2560	OK	OK	OK
K1	1000	1000	9169,62	4000	OK	OK	OK

#### 4.5.3.3 Konfigurasi Penulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari  $0,01 A_g$  dan lebih dari  $0,06 A_g$ . Sebagai asumsi awal, tulangan longitudinal kolom dipasang sebanyak 20 buah dengan diameter 25 mm. Penampang

tersebut selanjutnya dievaluasi menggunakan program bantu spColumn dengan data pembebanan pada **table 4.53**.

Dengan konfigurasi seperti terlihat pada **gambar 4.46** kolom memiliki rasio tulangan,  $\rho_g = 1,29\%$  atau 20D29.



Gambar 4. 36 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column

Dengan rasio tersebut, maka persyaratan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1 telah terpenuhi.

Tabel 4. 51 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kolom

Nama Kolom	b (mm)	h (mm)	cover (mm)	Tul. Transversal (mm)	n (buah)	db (mm)	As (mm <sup>2</sup> )	$\rho_g$	$0,01 < \rho_g < 0,06$
K4	500	500	40	16	12	29	7926	0,0317	OK
K3	600	600	50	16	16	29	10568	0,0294	OK
K2	800	800	50	16	16	29	10568	0,0165	OK
K1	1000	1000	50	16	20	29	13210	0,0132	OK

#### 4.5.3.4 Kontrol spasi tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.1)

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1}$$



$$= \frac{1000 - 2.50 - 2.16 - 7.29}{7 - 1} = 110 \text{ mm} > 29 \text{ mm}$$

#### 4.5.3.5 Cek Kapasitas Kolom Terhadap Beban Aksial

SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2 mengatur besarnya beban aksial terfaktor hasil analisa struktur harus mampu ditahan oleh kapasitas beban aksial penampang kolom yang dihitung pada persamaan berikut :

$$A_{st} = 20 \times 0,25 \pi D^2 = 24 \times 0,25 \pi 29^2 = 13.210 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi P_n(max) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 40 \times (1.000.000 - 13.210) + 400 \times 15.852] \\ &= 20.744 \text{ kN} > P_u = 9169 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

#### 4.5.3.6 Cek Persyaratan Strong Column-Weak Beam

SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2.2 mensyaratkan bahwa kuat kolom  $\phi M_n$  harus memenuhi  $\Sigma M_c \geq 1,2 \Sigma M_g$ , dimana :

$\Sigma M_c$  : Jumlah momen nominal ( $M_{nc}$ ) kolom-kolom yang bertemu di join

$\Sigma M_g$  : Jumlah momen nominal ( $M_{nb}$ ) balok-balok yang bertemu di join

#### 1. Menentukan Total Momen Balok ( $\Sigma M_{nb}$ )

Pada perhitungan ini, struktur mengalami goyangan ke kanan arah X yang melibatkan momen nominal dari tulangan bawah BI 1 sebagai balok kanan dan tulangan atas BI 2 sebagai balok kiri.

Tabel 4. 52 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Mn Balok Induk

Nama Balok	Tulangan	n (buah)	$\phi$ balok (mm)	As (mm <sup>2</sup> )	npelat (buah)	$\phi$ pelat (mm)	As (mm <sup>2</sup> )	As tulangan (mm <sup>2</sup> )	a (mm)	Mn (kNm)
BI1	Atas	8	25	3927	20	10	1570,80	5498	143,73	1071,15
	Bawah	5	25	2454				2454	64,17	513,35
BI2	Atas	5	25	2454	18	10	1413,72	3868	130,02	579,97
	Bawah	3	25	1473				1473	49,50	242,14
BI3	Atas	5	25	2454	18	10	1413,72	3868	130,02	579,97
	Bawah	3	25	1473				1473	49,50	242,14
BI4	Atas	5	25	2454	18	10	1413,72	3868	130,02	579,97
	Bawah	4	25	1963				1963	66,00	317,03
BI5	Atas	7	25	3436	20	10	1570,80	5007	130,90	981,67
	Bawah	5	25	2454				2454	64,17	510,69
BI6	Atas	6	25	2945	20	10	1570,80	4516	118,07	903,61
	Bawah	4	25	1963				1963	51,33	416,46

Mnb kanan = 513 kNm (BI2 tulangan bawah)

Mnb kiri = 580 kNm (BI1 tulangan atas)

$\Sigma$ Mnb = Mnb kanan + Mnb kiri

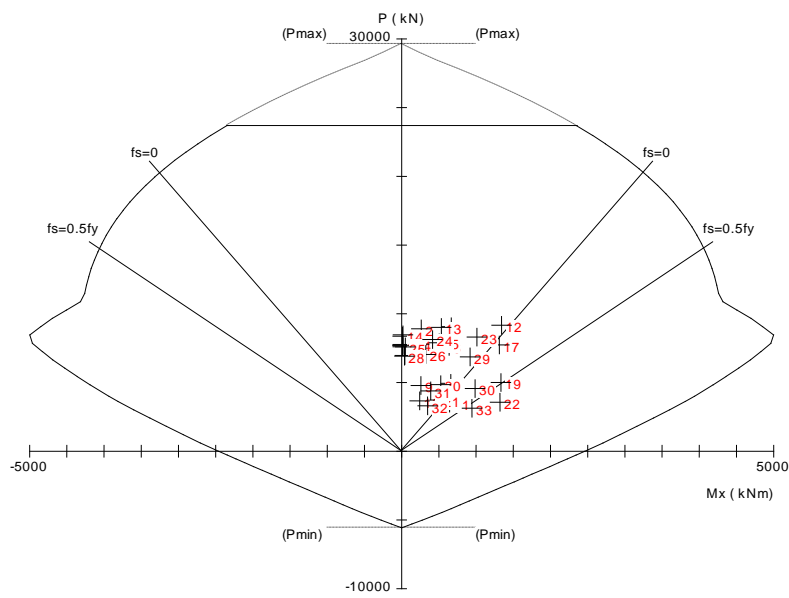
= 513 + 580 kNm

= 1093 kNm

## 2. Menentukan Total Momen Kolom ( $\Sigma M_{nc}$ )

Dikarenakan dimensi kolom dan penulangan kolom lantai desain dan lantai 2 sama, maka berdasarkan konfigurasi penulangan seperti ditunjukkan pada gambar 4.37, diperoleh diagram interaksi P-M kolom K1 ditinjau dari arah X yaitu sebagai berikut :

- Diagram Interaksi



Gambar 4. 37Diagram Interaksi Kolom K1

- Tabel øMnx kolom lantai 1

No .	Pu kN	Mux kNm	PhiMnx kNm
12	9170.00	1343.00	4825.67
13	9013.00	533.00	4864.26
14	8468.00	17.00	4997.20
15	7893.00	504.00	4970.31
16	7771.00	14.00	4943.67
17	7737.00	1313.00	4936.21
18	7710.00	12.00	4930.28
19	5005.00	1334.00	4236.45
20	4848.00	525.00	4190.93
21	3728.00	512.00	3847.46
22	3571.00	1322.00	3793.44

Gambar 4. 38 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt.1

øMn-x kolom lantai 1 sebesar = 3793,44 kNm

- Tabel  $\phi M_{nX}$  kolom lantai 2

No .	Pu kN	Mux kNm	PhiMnx kNm
23	8308.00	1011.00	5034.89
24	8129.00	415.00	5021.22
25	7597.00	49.00	4905.35
26	7044.00	324.00	4780.88
27	6973.00	43.00	4764.64
28	6923.00	38.00	4753.17
29	6869.00	920.00	4740.74
30	4567.00	986.00	4108.66
31	4393.00	390.00	4056.89
32	3308.00	349.00	3701.97
33	3133.00	945.00	3640.45

Gambar 4. 39 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt.1

$\phi M_{n-x}$  kolom lantai 2 pada bagian dasar kolom = 3640,45 kNm.

Berdasarkan *output* program SP Column, diperoleh total momen-momen arah X yang bertemu di joint yaitu sebesar :

$$\sum M_{nc-x} = 3793,44 \text{ kN-m} + 3640,45 \text{ kN-m} = 7433,89 \text{ kN-m.}$$

$$\sum M_{nb-x} \text{ sebesar } 1093 \text{ kN-m,}$$

Persyaratan *strong column-weak beam*

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$7433,89 \text{ kN-m} \geq 1,2 \times 1093 \text{ kNm} = 1312 \text{ kNm (OK)}$$

Tabel 4. 53 Rekapitulasi Kontrol “*Strong Column Weak Beam*”  
Arah X

Nama Kolom	Arah X							
	Goyang ke Kanan							
	Momen Nominal Kolom			Momen Nominal Balok				
	Mnc atas	Mnc bawah	Mnc total	Mn balok kiri	Mn balok kanan	Mnb total	1,2 Mnb	Mnc > 1,2 Mnb
K4	743	742,6	1485,6		1217	1217	1461	OK
K3	1251	1245	2496	1438	332	1770	2124	OK
K2	1765	1809,8	3574,84	513	580	1093	1312	OK
K1	3793	3640	7433	513	580	1093	1312	OK

Tabel 4. 54 Rekapitulasi Kontrol “*Strong Column Weak Beam*”  
Arah Y

Nama Kolom	Arah Y							
	Goyang ke Kanan							
	Momen Nominal Kolom			Momen Nominal Balok				
	Mnc atas	Mnc bawah	Mnc total	Mn balok kiri	Mn balok kanan	Mnb total	1,2 Mnb	Mnc > 1,2 Mnb
K4	743	742,6	1485,6	819,73	166,05	985,8	1183	OK
K3	1251	1245	2496	981,67	510,695	1492	1791	OK
K2	1765	1809,8	3574,84	510,69		510,7	613	OK
K1	3793	3640	7433	510,69	903,606	1414	1697	OK

#### 4.5.3.7. Desain Tulangan Transversal Kolom

##### a. Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton (*Convinement*)

Selain menahan gaya geser, tulangan transversal memiliki fungsi yang sangat penting untuk diperhitungkan, yaitu sebagai pengekang atau *convinement*. Ketika menerima gaya gempa, kolom mengalami momen maksimum pada bagian ujungnya. Deformasi non-linear dapat terjadi dan sebagai material yang getas, beton sangat rentan mengalami keruntuhan karena tidak memiliki daktilitas yang memadai.

##### *Spasi Tulangan Convinement di Daerah Sendi Plastis*

Besar spasi tulangan *convinement* tersebut harus memenuhi pertuaran **SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3** seperti berikut :

Spasi tulangan maksimum adalah yang terkecil di antara :

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi penampang kolom terkecil =  $\frac{1}{4} \times 1000 = 250$  mm
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 29 = 174$  mm
3. So menurut persamaan  

$$So \leq 100 + (350 - h_x)/3$$
 dimana :  

$$x_1 = 245$$
 mm

$$\begin{aligned}
 x_2 &= 320 \text{ mm} \\
 h_x &= x_i \text{ terbesar} = 331 \text{ mm} \\
 S_o &= 100 + \left( \frac{350-320}{3} \right) = 110 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian spasi yang digunakan yaitu 100 mm.

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 mengatur luas tulangan geser yang perlu disediakan untuk memberikan pengekangan yang cukup. Luas tersebut harus diambil yang paling kecil antara :

$$A_{sh1} = 0,3 \left( \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan, } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana :

- S = jarak spasi tulangan transversal (mm)
- B<sub>c</sub> = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)
- A<sub>g</sub> = luasan penampang kolom (mm<sup>2</sup>)
- A<sub>ch</sub> = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)
- F<sub>yt</sub> = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Untuk daerah sepanjang l<sub>o</sub> dari ujung-ujung kolom, total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4):

- $A_{sh1} = 0,3 \cdot \left( \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \right) \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$
- $A_{sh2} = 0,09 \cdot \left( \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \right)$
- $b_c$  = lebar penampang inti beton (yang terkekang)
 
$$\begin{aligned}
 &= b - 2 \left( t_s + \frac{1}{2} \cdot d_s \right) \\
 &= 1000 - 2 \left( 50 + \frac{1}{2} \cdot 16 \right) \\
 &= 884 \text{ mm}
 \end{aligned}$$
- $A_{ch} = (b - 2t_s) \times (h - 2t_s)$ 

$$\begin{aligned}
 &= (1000 - 2 \cdot 50) \times (1000 - 2 \cdot 50) \\
 &= 810.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- $A_{sh1} = 0,3 \cdot \left( \frac{100 \times 884 \times 40}{400} \right) \cdot \left( \frac{1000 \times 1000}{810.000} - 1 \right)$   
 $= 622 \text{ mm}^2$
- $A_{sh2} = 0,09 \cdot \left( \frac{100 \times 884 \times 40}{400} \right) = 795,6 \text{ mm}^2$

Jadi digunakan 4D16-100 dengan As.pasang =  $4 \times 0,25 \times \pi \times (16)^2 = 804,248 \text{ mm}^2 > 795,6 \text{ mm}^2$

Tabel 4. 55 Rekapitulasi Luas Penampang Hoops Berdasarkan SNI 2847:2013

Nama Kolom	Luas Penampang Hoops (Pasal 21.6.4.4)						
	Ag (mm <sup>2</sup> )	Ach (mm <sup>2</sup> )	Ash 1 (mm <sup>2</sup> )	Ash 2 (mm <sup>2</sup> )	Ash pakai (mm <sup>2</sup> )	As 4D16 (mm <sup>2</sup> )	Ash > As (4D16)
K4	250000	176400	606,82449	436,32	606,824	804,25	OK
K3	360000	250000	766,656	522,72	766,656	804,25	OK
K2	640000	490000	628,16327	615,6	628,163	804,25	OK
K1	1000000	810000	622,07407	795,6	795,6	804,25	OK

Tabel 4. 56 Rekapitulasi Spasi Tulangan Hoop Berdasarkan SNI 2847:2013

Nama Kolom	Spasi tulangan hoop (Pasal 21.6.4.3)								
	0,25 b (mm)	6db (mm)	So				Spasi maksimum (mm)	Spasi minimum (mm)	S pakai (mm)
			bc (mm)	xi (mm)	xi (mm)	So (mm)			
K4	125	174	404	92	200	150	150	100	125
K3	150	174	484	110	264	129	150	100	128,67
K2	200	174	684	176	330	107	150	100	106,67
K1	250	174	884	242	310	113	150	100	113,33

Adapun **Persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1** mengatur tinggi zona pemasangan tulangan. Tulangan *hoop* dengan

spasi yang telah dihitung tersebut harus dipasang sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom.  $l_o$  dipilih yang terbesar antara :

1. Tinggi elemen kolom di join,  $h = 1000 \text{ mm}$
2.  $\frac{1}{6}$  bentang bersih komponen struktur,  $= \frac{1}{6} \times (4000 - 700) = 550 \text{ mm}$
3. 450 mm

Jadi panjang  $l_o$  sebesar 1000 mm dari ujung-ujung kolom.

Tabel 4. 57 Rekapitulasi Perhitungan Panjang  $l_o$  pada Masing – Masing Tipe Kolom

Nama Kolom	Panjang $l_o$ (Pasal 21.6.4.1)		
	$h$ (mm)	$\frac{1}{6} l_n$	$l_o$ (mm)
K4	500	717	717
K3	600	550	600
K2	800	550	800
K1	1000	550	1000

### ***Spasi Tulangan Convinement di Daerah Luar Sendi Plastis***

Untuk daerah kolom diluar  $l_o$ , tulangan *convinement* dapat dipasang dengan spasi berdasarkan syarat SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5. Spasi harus diambil yang terkecil dari dua syarat berikut :

- 1)  $6 \times \text{diameter tulangan longitudinal terkecil} = 6 \times 29 \text{ mm} = 174 \text{ mm}$
- 2) 150 mm.

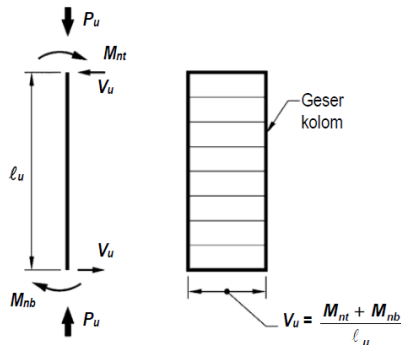
Dengan demikian, untuk daerah luar  $l_o$ , tulangan dipasang tiap interval 150 mm.



### c. Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser

#### *Menentukan Gaya Geser Desain*

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1 mengatur pendetailan tulangan geser pada struktur rangka pemikul momen khusus. Sama seperti dalam mendesain komponen balok, momen probabilistik ( $M_{pr}$ ) digunakan untuk memperoleh gaya geser desain ( $V_e$ ).



Gambar 4. 40 Penentuan gaya geser pada kolom

**Gambar 4.62** menunjukkan perhitungan besar gaya geser desain yang harus diambil. Nilai  $M_{pr}$  pada ujung-ujung kolom diperoleh dari diagram interaksi dengan faktor kuat lebih pada material tulangan longitudinal sebesar **25%** ( $f_s = 1,25f_y$ ). Momen nominal terfaktor paling besar dari semua kombinasi harus diambil sebagai  $M_{pr}$ .

Dengan adanya faktor kuat lebih, tegangan leleh baja sebesar 400 MPa diperbesar 1,25% menjadi 500 MPa. **Tabel 4.30** dan **Tabel 4.31** berturut-turut memberikan output momen nominal penampang kolom dari program spColumn pada ujung bawah kolom dan ujung atas kolom desain.

Sehingga gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (a), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (b) dan harus melebihi nilai (c).

$$(a) \quad V_{el} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prbawah}}{lu}$$

$$(b) \quad V_{e2} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{\ln}$$

(c) Vu hasil analisa struktur

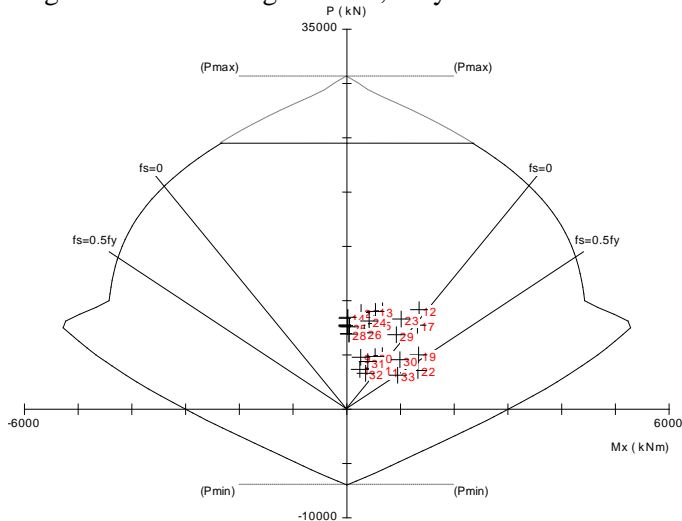
- Pehitungan gaya geser desain

(a) Menghitung nilai  $Ve_1$

Mprc.atas dan Mprc.bawah didapatkan dari diagram interaksi

Pn-Mpr kolom. Diagram interaksi didapat dengan

menggunakan  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$ . Berikut merupakan output diagram interaksi dengan  $f_s = 1,25 f_y$ .



Gambar 4. 41 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah  $f_s = 1,25 f_y$

Tabel 4. 58 Output program spColumn, ujung bawah kolom lt.1

No.	Pu kN	Mux kNm	PhiMnx kNm
1	9067.00	666.00	4821.96
2	8910.00	264.00	4896.42
3	8374.00	13.00	5135.92
4	7790.00	236.00	5342.97
5	7677.00	13.00	5317.73
6	7634.00	638.00	5308.06
7	7601.00	15.00	5300.63
8	4944.00	660.00	4652.77
9	4787.00	258.00	4607.03
10	3668.00	242.00	4271.20
11	3511.00	644.00	4222.84

Sehingga didapatkan Mprc bawah = 5342,97 kNm

Tabel 4. 59 Output program spColumn, ujung atas kolom lt.1

No.	Pu kN	Mux kNm	PhiMnx kNm
12	9170.00	1343.00	4772.37
13	9013.00	533.00	4847.36
14	8468.00	17.00	5097.09
15	7893.00	504.00	5317.29
16	7771.00	14.00	5338.74
17	7737.00	1313.00	5331.15
18	7710.00	12.00	5325.11
19	5005.00	1334.00	4670.44
20	4848.00	525.00	4624.84
21	3728.00	512.00	4289.61

Sehingga didapatkan Mprc atas = 5338,74 kNm.

Maka, dapat dihitung

$$V_{e1} = \frac{M_{prc \text{ bawah}} + M_{prc \text{ atas}}}{lu} = \frac{5342,97 \text{ kN.m} + 5338,74 \text{ kN.m}}{(4-0,7) \text{ m}} = 3236,88 \text{ kN}$$

(b) Menghitung  $V_{e2}$

Nilai Mpr 1 dan Mpr 2 merupakan nilai pada balok yaitu sebesar 703,14 kNm dan 774,8 kNm

$$V_{e2} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} = \frac{2 \times 0,5 (703,14 \text{ kN.m} + 774,8 \text{ kN.m})}{(4-0,7) \text{ m}} = 447,64 \text{ kN}$$

(c) Vu hasil analisa struktur ETABS

Berdasarkan output ETABS didapatkan nilai Vu = 263,97 kN, sedangkan didapatkan Ve<sub>maks</sub> hasil perhitungan sebesar 3236,88 kN, maka nilai Ve > Vu.

Berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 yaitu nilai Ve tidak boleh lebih kecil dari nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan analisa struktur.

Sehingga perencanaan geser memenuhi persyaratan (OK).

Tabel 4. 60 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Geser yang Digunakan

Nama Kolom	Mpr Kolom			Ve akibat Balok		Vu (kN)	Ve pakai (kN)	Ve > Vu
	Mprc atas (kNm)	Mprc bawah (kNm)	Vswy (kN)	Vswy (goyang ke kanan)	Vswy (goyang ke kiri)			
K4	776	774	469,70	262,88	189,33	469,68	469,69	OK
K3	1061,86	1060,97	643,28	447,64	536,38	201,50	643,28	OK
K2	2672,59	2662,02	1616,55	447,64	536,388	271,09	1616,54	OK
K1	5342,97	5338,74	3236,88	447,64	411,646	263,97	3236,88	OK

- Perhitungan Tulangan Geser

a. Mengecek kontribusi beton diabaikan atau tidak

Berdasarkan SNI 2847:2013, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, Vsway, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

$$50\% \cdot Ve > Vu$$

$$50\% \cdot 3236,88 \text{ kN} > 263,97 \text{ kN (OK)}$$

- Gaya tekan aksial terfaktor, Pu = 3053,82 kN harus kurang dari  $\frac{Ag \times f'c}{20} = \frac{1000 \times 1000 \times 40}{20} = 2000 \text{ kN} < Pu=3053,82$  (**NOT OK**)

Sehingga Vc diperhitungkan.

Tabel 4. 61 Rekapitulasi Pengecekan Kontribusi Beton Diabaikan atau Tidak

Nama Kolom	V <sub>u</sub> (kN)	V <sub>e</sub> pakai (kN)	V <sub>e</sub> > 0,5 V <sub>u</sub>	P <sub>u</sub> > 0,05.Ag.fc'	Keterangan
K4	469,6847	469,69697	OK	NOT OK	V <sub>c</sub> diperhitungkan
K3	201,5091	643,28182	OK	NOT OK	V <sub>c</sub> diperhitungkan
K2	271,0955	1616,5485	OK	NOT OK	V <sub>c</sub> diperhitungkan
K1	263,97	3236,8818	OK	NOT OK	V <sub>c</sub> diperhitungkan

b. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2 perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser, yaitu:

$$d = 1000 - 50 - 16 - \frac{29}{2} = 919,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{3053,82 \times 10^3}{14 \times 1000 \times 1000}\right) \cdot 1 \sqrt{40} \cdot 1000 \cdot 919,5 \\
 &= 1.204.271 \text{ N} = 1204 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom. Besarnya nilai V<sub>s</sub> dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang 4 D16 -100 dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_e}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{3236,88}{0,75} - 1204 \\
 &= 3112 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = 102,79 \text{ mm} > \text{spakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

Sehingga pada daerah sepanjang lo dipakai 4D16-100 mm

Tabel 4. 62 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Geser di Sepanjang Lo

Sepanjang Lo								
Nama Kolom	Ve pakai (kN)	Vc (kN)	Vs (kN)	d (mm)	Av (mm <sup>2</sup> )	Spasi (mm)	Spakai (mm)	Cek
K4	469,70	276,82	349,44	429,5	804,25	395,4	120	OK
K3	643,28	400,72	456,99	519,5	804,25	365,7	120	OK
K2	1616,5	742,07	1413,3	719,5	804,25	163,7	100	OK
K1	3236,8	1204,2	3111,5	919,5	804,25	102,7	100	OK

d. Berdasarkan SNI 2847:2013 spasi minimum untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo pada masing-masing ujung kolom) sebagai berikut:

- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil  
6 x 29 mm = 174 mm
- 150 mm

Jadi sengkang diluar daerah plastis adalah 4 D16-150 mm.

#### 4.5.3.8 Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah 1,3ld (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1). Besarnya ld ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai Kr = 0 untuk penyederhanaan desain.

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}} \right) \cdot db \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 12.2.4})$$

Dimana:

$\Psi_t = 1$  (situasi lainnya)

$\Psi_e = 1$  (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s = 1$  (tulangan  $\geq D22$ )

$\lambda = 1$  (beton biasa)

$$d = 29 \text{ mm}$$

nilai  $c_b$  merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 40 + 16 + \frac{29}{2} = 80,5 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{1000 - 2 \times 80,5}{2} = 209,75 \text{ mm}$$

$$\text{maka } c_b = c_{\min} = 80,5 \text{ mm}$$

$$(c_b + k_{tr})/d_b = 2,7 > 2,5 \text{ sehingga gunakan } 2,5$$

$$l_d = \left( \frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \frac{1.1.1}{2,5} \right) \times 29 = 666,95 \text{ mm}$$

$$1,3 l_d = 1,3 \times 666,95 \text{ mm} = 867 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.17.2.4, pada komponen struktur tekan bertulangan pengikat, dimana pengikat sepanjang panjang sambungan lewatan memiliki luas efektif tidak kurang dari **0,0015 $h$ s** dalam keduaarah, panjang sambungan lewatan diizinkan untuk dikalikan dengan 0,83, tetapi panjang lewatan tidak boleh kurang dari 300 mm. Kaki pengikat yang tegak lurus terhadap dimensi  **$h$**  harus digunakan dalam menentukan luas efektif.

$$0,0015 \times h \times s = 0,0015 \times 1000 \times 100 = 150 \text{ mm}^2 < A_v = 804 \text{ mm}^2$$

Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

$$0,83 \times 1,3 l_d = 0,83 \times 867 = 719,64 \text{ mm} \sim 720 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 720 mm

Tabel 4. 63 Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Lewatan

Nama Kolom	c1 (mm)	c2 (mm)	c <sub>b</sub> (mm)	(c <sub>b</sub> + k <sub>tr</sub> )/d <sub>b</sub>	l <sub>d</sub> (mm)	1,3 l <sub>d</sub> (mm)	Area sengkang g	0,0015 $h$ s	Ket.	0,83x1,3 l <sub>d</sub>	Panjang lewatan (mm)
K4	72	89	72	2,3	817,72	1063	804,25	90	dikurangi faktor kali 0,83	882,32019	750
K3	80,5	110	80,5	2,5	666,95	867	804,25	108	dikurangi faktor kali 0,83	719,6424	720
K2	80,5	160	80,5	2,5	666,95	867	804,25	120	dikurangi faktor kali 0,83	719,6424	720
K1	80,5	210	80,5	2,5	666,95	867	804,25	150	dikurangi faktor kali 0,83	719,6424	720

Berikut merupakan tabel rekapitulasi keseluruhan hasil perhitungan tulangan dan sambungan lewatan kolom berbagai tipe.

Tabel 4. 64 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Nama Kolom	Tulangan Longitudinal		Tulangan Transversal			Sambungan Lewatan (mm)
	n (buah)	db (mm)	Lo (mm)	Di dalam Lo	Di Luar Lo	
K4	12	32	720	4D16-120	4D16-150	750
K3	16	29	600	4D16-120	4D16-150	720
K2	16	29	800	4D16-100	4D16-120	720
K1	20	29	1000	4D16-100	4D16-120	720

#### 4.5.4 Hubungan Balok Kolom

- a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$H = 1000 \text{ mm}$$

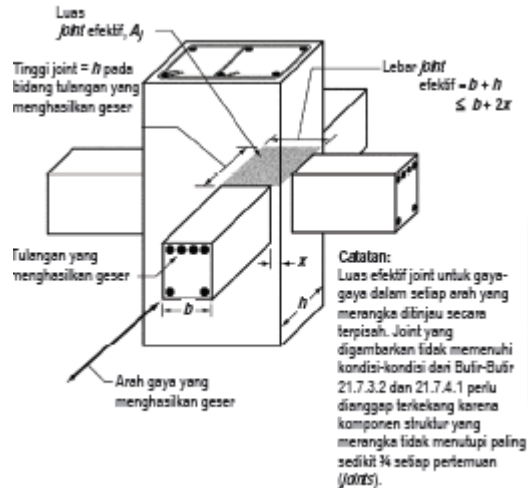
$$\text{db balok} = 25 \text{ mm}$$

$$20 \times \text{db} = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm (OK)}$$

- b. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1,  $A_j$  merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.





Gambar 4. 42 Luas Joint Efektif

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(1000-450)}{2} = 275 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 1000 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 4.16)

$$b + h = 450 + 1000 = 1450 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 450 + 2 \cdot (275) = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_j &= \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} \\ &= 1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\ &= 1000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2)

$$\frac{Ash}{S} = 0,5 \frac{Ash}{S} = 0,5 \frac{795,6}{100} = 3,978 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$Ash = 804,57 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{804,57}{3,978} = 202 \text{ mm}$$

Jadi digunakan 4D16–150 mm

a. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Mg

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 1200,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{prb2} = 570,38 \text{ KN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\begin{aligned} M_e &= 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) \\ &= 885,335 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$\begin{aligned} V_{\text{sway}} &= \frac{M_e + M_e}{\frac{l}{4 - 0,7}} \\ &= \frac{2 \times 885,335}{4 - 0,7} \\ &= 536 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gaya - gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri (BI1)

$$A_s \text{ balok kiri } 8D25 = 3927 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25.f_y \\ &= 1963500 \text{ N} = 1963,5 \text{ KN} \end{aligned}$$

2. Gaya tekan pada tulangan balok di tumpuan kanan (BI2)

$$A_s \text{ balok kanan } 5 D25 = 2454 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} C_2 &= A_s \times 1,25.f_y \\ &= 1227185 \text{ N} = 1227 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser

$$\begin{aligned} V_j &= (T_1 + C_2) - V_{\text{sway}} \\ &= (1963,5 + 1227) - 536 \end{aligned}$$

$$= 2654,5 \text{ KN (searah T)}$$

b. Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{40} \times 1000000 \\ &= 10.751.744 \text{ N} \\ \phi V_n &= 0,75 \times 10.751.744 \text{ N} \\ &= 8.063.808 \text{ N} \\ &= 8064 \text{ kN} > V_j = 2654 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

## 4.6 Perencanaan Pondasi

### 4.6.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *prestressed concrete spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

### 4.6.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75 (0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan  $P_{ijin}$  1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 4. 65 Beban Pada Tipe 1 (Kolom)

Kombinasi Beban	Hx (ton)	Hy (ton)	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1D+1L	2,56	-0,49	711,99	-0,58	2,78
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	10,19	0,43	689,19	4,89	57,67
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	3,64	7,68	677,70	52,46	10,50
1 D + 0,75 L	2,48	-0,48	676,03	-0,52	2,72
1 D + 0,7 RSX	12,52	0,77	585,68	6,86	75,82
1 D + 0,7 RSY	3,79	10,43	570,36	70,29	12,93
1D	2,24	-0,45	568,13	-0,35	2,56
0,6 D + 0,7 RSX	11,63	0,95	358,42	7,00	74,80
0,6 D + 0,7 RSY	2,90	10,61	343,11	70,43	11,91
ENVELOPE ULTIMATE	12,52	10,61	711,99	70,43	75,82

#### 4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang  $F_c' = 52$  Mpa

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- Diameter tiang : 600 mm
- Tebal tiang : 100 mm
- Klasifikasi : C
- *Concrete cross section* : 1570 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 6 – 20 m
- *Bending moment crack* : 29 t.m
- *Bending momen ultimate* : 58 t.m
- *Allowable axial load* : 229,5 ton

#### 4.6.4 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun.

#### 4.6.5 Daya Dukung

##### 4.6.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (  $Q_p$  ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (  $Q_s$  ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri

## 2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

### 1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$  :

$$a. N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$$

$$b. N_1 = 0.6 N$$

Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil

### 2. Koreksi terhadap Overburden

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o) \text{ untuk } P_o < 7.5 \text{ ton}$$

$$N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o) \text{ untuk } P_o > 7.5 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 30 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \cdot A_p$

Dimana :

$N_p$  = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m<sup>2</sup>, untuk tanah lempung

= 20 t/m<sup>2</sup>, untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m<sup>2</sup>, untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m<sup>2</sup>, untuk tanah pasir

= 40 t/m<sup>2</sup>, untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang

=  $\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,45^2 = 0,158 \text{ m}^2$

$q_p$  = tegangan di ujung tiang

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad Q_s &= q_s \cdot A_s \\ &= \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \end{aligned}$$

Dimana :

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m<sup>2</sup>

$N_s$  = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan

batasan :  $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  = keliling x panjang tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = \frac{Q_u}{SF}$$

Dimana :  $SF$  = safety factor = 3

Perhitungan daya dukung tiang pancang terdapat pada lampiran.

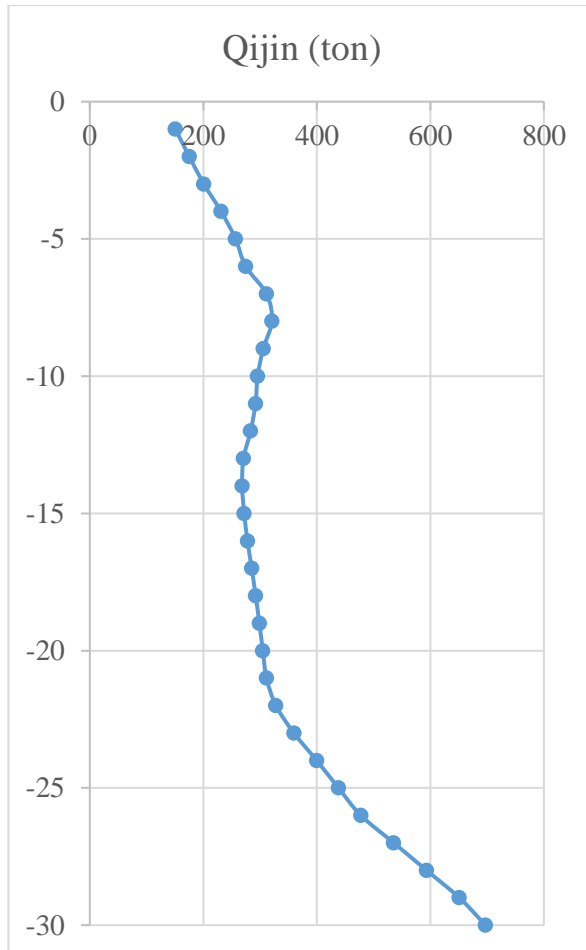
Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut :

Beban ijin aksial 1 tiang = 229,5 ton

Beban ijin aksial 1 tiang dibagi  $SF=2$  = 114,75 ton

Pada kedalaman 21 m daya dukung tanah = 109,322 ton

Maka panjang tiang yang digunakan (dikurangi tinggi basement)= 17 m.



Gambar 4. 43 Grafik Daya Dukung Ijin Pancang Terhadap Kedalaman

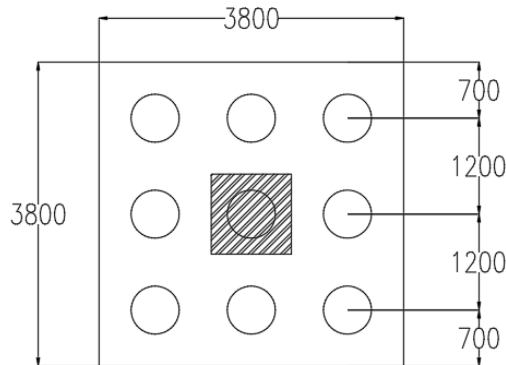
#### 4.6.5.3 Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.





besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang dengan kombinasi beban 1D + 1L.



Gambar 4. 44 Grup Tiang Pancang

$$P = 711,99 \text{ ton}$$

$$N = 9 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 0,58 + (0,49 \times 1) = 1,07 \text{ t.m}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 2,78 + (2,56 \times 1) = 5,33 \text{ t.m}$$

$$X_{\text{max}} = 1,2 \text{ m}$$

$$Y_{\text{max}} = 1,2 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = 3 \times 1,2^2 = 4,32 \text{ m}$$

$$\Sigma y^2 = 3 \times 1,2^2 = 4,32 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} = \frac{711,99}{9} + \frac{1,07 \times 1,2}{4,32} + \frac{5,33 \times 1,2}{4,32} = 80,89 \text{ t} \leq 119,87 \text{ t}$$

$$80,89 \text{ t} \leq 109,322 \text{ t (1 tiang) (OK)}$$

Tabel 4. 66 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

Kombinasi Beban	n (buah)	P (ton)	P/n (ton)	Mx (t.m)	ymax (m)	Mx. ymax	$\Sigma y^2$	My (t.m)	xmax (m)	My. xmax	$\Sigma x^2$	Pmax (ton)	P ijin tanah (ton)	Pmax < P ijin
1D+1L	9	711.99	79.11	1.07	1.2	1.29	4.32	5.33	1.2	6.40	4.32	80.89	109.32	OK
1 D + 0.75 L + 0.525 RSX	9	689.19	76.58	5.32	1.2	6.38	4.32	67.86	1.2	81.43	4.32	96.90	109.32	OK
1 D + 0.75 L + 0.525 RSY	9	677.70	75.30	60.14	1.2	72.16	4.32	14.14	1.2	16.97	4.32	95.93	109.32	OK
1 D + 0.75 L	9	676.03	75.11	1.00	1.2	1.20	4.32	5.20	1.2	6.24	4.32	76.84	109.32	OK
1 D + 0.7 RSX	9	585.68	65.08	7.63	1.2	9.16	4.32	88.34	1.2	106.01	4.32	91.74	109.32	OK
1 D + 0.7 RSY	9	570.36	63.37	80.72	1.2	96.87	4.32	16.72	1.2	20.06	4.32	90.44	109.32	OK
1D	9	568.13	63.13	0.80	1.2	0.96	4.32	4.79	1.2	5.75	4.32	64.68	109.32	OK
0,6 D + 0,7 RSX	9	358.42	39.82	7.95	1.2	9.54	4.32	86.43	1.2	103.71	4.32	66.04	109.32	OK
0,6 D + 0,7 RSY	9	343.11	38.12	81.04	1.2	97.25	4.32	14.80	1.2	17.76	4.32	64.75	109.32	OK

#### 4.6.5.5 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left( 1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left( \frac{m+n-2}{m+n-1} \right) \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Dimana  $Q_L (\text{group})$  harus lebih besar dari P yang terjadi  
Seperti perhitungan pada kombinasi 1 DL + 1 LL.

$$\eta = \left( 1 - \frac{36 \times 1,2}{(75 \times 1,2^2 - 7)} \times \left( \frac{3+3-2}{3+3-1} \right) \right) + \frac{0,3}{3+3} = 1,018$$

Pada kombinasi beban 1D + 1L,

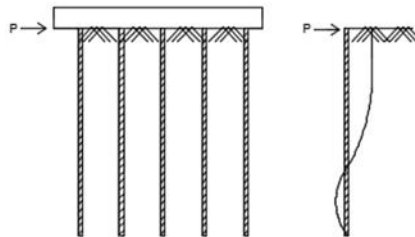
$$\begin{aligned} Q_L \text{ grup} &= Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta \\ &= 119,8 \times 9 \times 1,018 \\ &= 1098,27 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$P_{\max} \text{ grup yang terjadi} = 81,78 \times 9 = 736,01 \text{ ton} < Q_L \text{ grup (OK)}$$

Tabel 4. 67 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok

Kombinasi Beban	P ijin tanah (ton)	n (buah)	Ql grup (ton)	Pmax grup (ton)	Ql grup > Pijin
1D+1L	109,32	9	1001,59	728,01	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	109,32	9	1001,59	872,14	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	109,32	9	1001,59	863,40	OK
1 D + 0,75 L	109,32	9	1001,59	691,53	OK
1 D + 0,7 RSX	109,32	9	1001,59	825,62	OK
1 D + 0,7 RSY	109,32	9	1001,59	813,97	OK
1D	109,32	9	1001,59	582,10	OK
0,6 D + 0,7 RSX	109,32	9	1001,59	594,37	OK
0,6 D + 0,7 RSY	109,32	9	1001,59	582,72	OK

#### 4.6.5.6 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 45 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi (dilihat pada grafik)

$P$  = Gaya lateral 1 tiang

$T$  = *Relative stiffnes Factor*

Perhitungan pada Kombinasi 1 D + 1 L

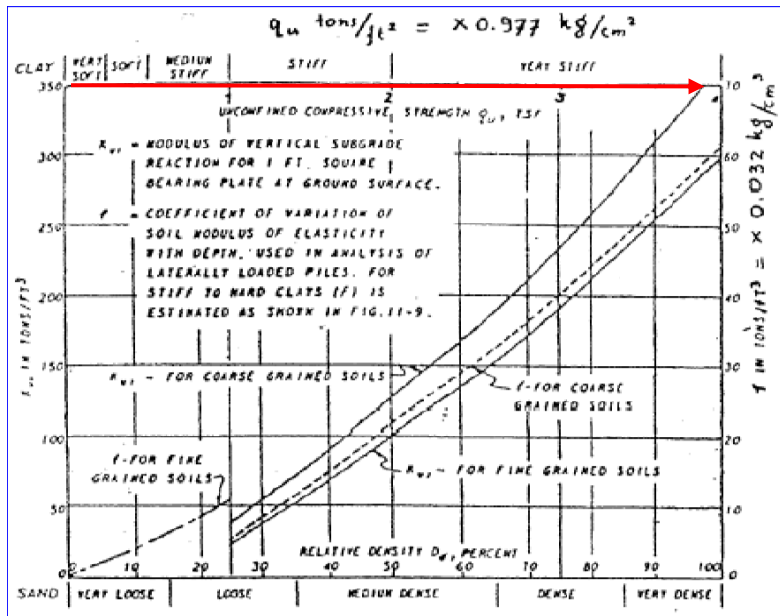
Jumlah tiang = 9

Hmax = 2,56 ton

Hmax 1 tiang = 2,56 ton / 9 buah = 0,05 ton

Cu = 2 kg/cm<sup>2</sup>

qu =  $2 \times Cu = 2 \times \frac{2}{0.977} = 3,908 \frac{t}{ft^3}$



Gambar 4. 46 Grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan  $f = 10 \text{ t/ft}^3 = 0,32 \text{ kg/cm}^3$

$$Ec = 4700 \sqrt{fc} = 338921,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (600 - 400)^4 = 7853,98 \text{ cm}^4$$

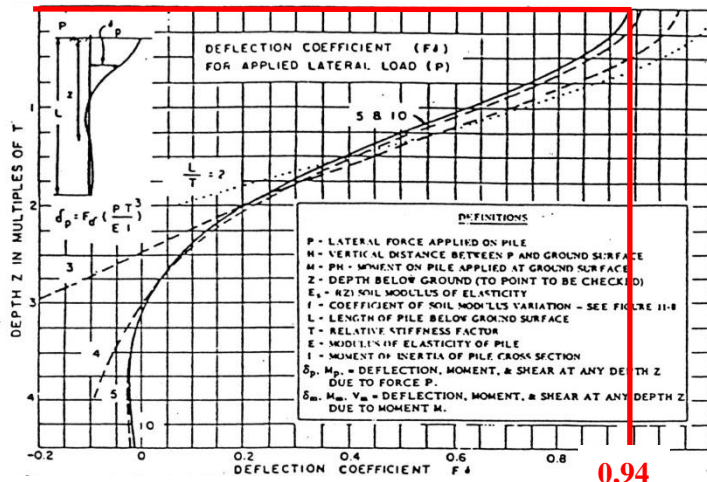
$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left( \frac{338921,82 \times 77853,98}{0.32} \right)^{\frac{1}{5}} = 96,4 \text{ cm}$$

Fd(deflection coefficient)

$L = 18 \text{ m} = 1800 \text{ cm}$  (kedalaman tiang pancang)

$T = 96,4 \text{ cm}$

$L/T = 17,63$



Gambar 4. 47 grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F\delta = 0.94$

$$\delta = F\delta \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.94 \left( \frac{0.05 \times 96,4^3}{338921,82 \times 7857,143} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,02 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

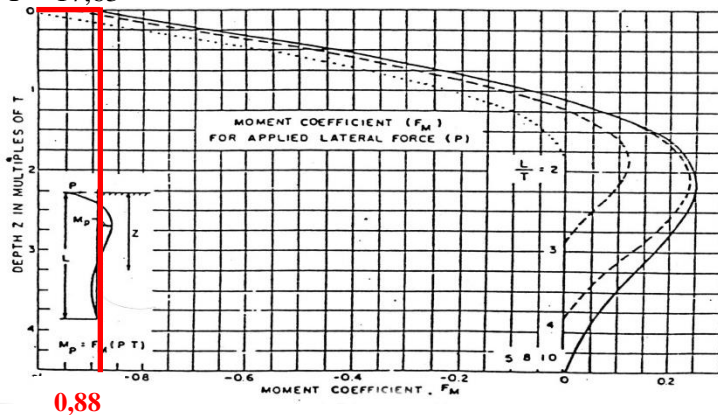
Tabel 4. 68 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Kombinasi Beban	n (buah)	Hx (ton)	Hy (ton)	H max (ton)	$\delta$ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcr (t.m)	Mmax < Mcr
1D+1L	9	0,28	0,49	0,05	0,02	OK	0,046	14,5	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	9	10,19	0,43	1,13	0,36	OK	0,960	14,5	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	9	3,64	7,68	0,85	0,27	OK	0,724	14,5	OK
1 D + 0,75 L	9	2,48	0,48	0,28	0,09	OK	0,233	14,5	OK
1 D + 0,7 RSX	9	12,52	0,77	1,39	0,44	OK	1,180	14,5	OK
1 D + 0,7 RSY	9	3,79	10,43	1,16	0,37	OK	0,983	14,5	OK
1D	9	2,24	0,45	0,25	0,08	OK	0,211	14,5	OK
0,6 D + 0,7 RSX	9	11,63	0,95	1,29	0,41	OK	1,096	14,5	OK
0,6 D + 0,7 RSY	9	2,90	10,61	1,18	0,37	OK	1,000	14,5	OK

Kontrol Momen :

$M_{\text{crack}} = 29 / 2 = 14,5 \text{ tm}$  (tabel spesifikasi tiang pancang / (SF=2))

$L/T = 17,63$



Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_m = 0.88$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,88 \times (0,05 \times 96,4) \leq 14,5 \text{ tm}$$

$$M = 0,049 \text{ tm (OK)}$$

$$M = 0,049 \times R/3,5 = 0,049 \times 8/3,5 = 0,113 \text{ tm} < 14,5 \text{ tm (OK)}$$

Tabel 4. 69 Kontrol Momen Tiang Pancang

Kombinasi Beban	Hx (ton)	Hy (ton)	H max (ton)	e	f (m)	Mmax (t.m)	Mcr (t.m)	Mmax < Mcr
1D+1L	0,284188889	0,4931	0,05	0	0,0005	0,113	14,5	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	10,1901	0,4301	1,132233	0	0,0105	2,343	14,5	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	3,6436	7,6784	0,853156	0	0,0079	1,763	14,5	OK
1 D + 0,75 L	2,4775	0,4816	0,275278	0	0,0025	0,567	14,5	OK
1 D + 0,7 RSX	12,5203	0,7683	1,391144	0	0,0129	2,882	14,5	OK
1 D + 0,7 RSY	3,7917	10,4328	1,1592	0	0,0107	2,399	14,5	OK
1D	2,2369	0,4472	0,248544	0	0,0023	0,512	14,5	OK
0,6 D + 0,7 RSX	11,6256	0,9472	1,291733	0	0,0120	2,675	14,5	OK
0,6 D + 0,7 RSY	2,897	10,6117	1,179078	0	0,0109	2,440	14,5	OK

#### 4.6.6 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- Pu = 711,99 ton
- $P_{max}$  ( 1 tiang ) = 96,9 ton
- Jumlah tiang pancang = 9 buah
- Dimensi poer = 3,8 x 3,8 x 1 m
- Ukuran kolom = 1 x 1 m
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 40 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 25 mm
- Selimut beton = 60 mm
- $\lambda$  = 1 (beton normal)
- $\alpha_s$  = 20 (kolom sudut)
- Tinggi efektif (d)  
 $d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 25 = 925,5 \text{ mm}$   
 $d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 25 = 896,5 \text{ mm}$

##### 4.6.6.1 Kontrol Geser Pons

#### 1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons



pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non- prategang ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.11.2.1 nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\alpha_s$  = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi, 40 untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek  
=  $3800/3800 = 1$

$b_o$  = Keliling penampang kritis  
=  $2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$   
=  $2 (1000 + 925,5) + 2 (1000 + 925,5)$   
= 7702 mm

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1. \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5 \\ &= 22.992.178 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left( \frac{20 \cdot 925,5}{7702} + 2 \right) 1. \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5 \\ &= 16.476.446 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \cdot 1. \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5 \\ &= 15.012.540 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  
 $15.012.540 \text{ N} = 1.501.254 \text{ kg}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1.501.254 = 1.125.940 \text{ kg} \\ = 1.126 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1.126 \text{ ton} > P_u - P_{pile} \\ \phi V_c = 1.126 \text{ ton} > 711,99 - (96,9 \times 1) \\ = 1.126 \text{ ton} > 615 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

## 2. Akibat Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = 3800/3800 = 1 \\ b_o = (\pi \times (600 + 925,5)) \\ = 1198,607 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1. \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\ = 3.576.668 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,083 \times \left( \frac{20.925,5}{1198,607} + 2 \right) 1. \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\ = 10.156.888 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,333.1. \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\ = 2.335.354 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  
 $2.335.354 \text{ N} = 233.535 \text{ kg}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 233.535 = 175.152 \text{ Kg} \\ = 175 \text{ ton}$$

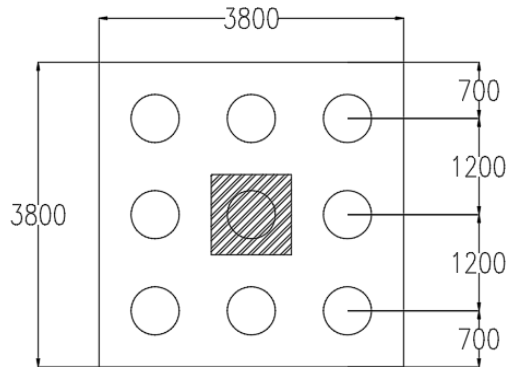
$$\phi V_c = 175 \text{ ton} > P_{\text{mak}} \\ = 107,07 \text{ ton} > 96,8 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

#### 4.6.6.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

##### 1. Penulangan Arah X



Gambar 4. 48 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)

$$P_{\text{max}} = 96,9 \text{ ton} \\ P = 3 \times 96,9 = 290,7 \text{ ton} \\ q = 2,4 \text{ t/m}^2 \times 3,8 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 9,12 \text{ ton/m} \\ q_u = 9,12 \text{ ton/m} \times 1,2 = 10,94 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}x &= (\text{lebar pile cap arah } x - \text{lebar kolom})/2 \\&= (3800-1000)/2 \\&= 1400 \text{ mm} \\&= 1,4 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= 3 P_{\max} x - \frac{1}{2} q_u x \\&= (290,7 \times 1,2) - (\frac{1}{2} \times 10,94 \times (1,4 \times 0,5)^2) \\&= 343,5 \text{ t.m} \\&= 3.434.944.400 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

- Mencari  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

digunakan  $\rho_{\min} = 0,00395$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,765$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3.222.262.400}{3800 \times 925,5^2} = 0,839$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\&= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,839}{400}} \right) = 0,00336\end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,00395$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}\text{As} &= \rho \times b \times d_x \\&= 0,00395 \times 1000 \times 925,5 = 3658,36 \text{ mm}^2 \\&\text{Digunakan Tulangan D29 (As} = 660,7857 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3484,1524}{660,7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29–150 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\ &= 4405,24 \text{ mm}^2 > 3658,36 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x \\ &= \frac{1}{2} \times 0,00395 \times 1000 \times 925,5 = 1829,18 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 ( $A_s = 380,133 \text{ mm}^2$ )

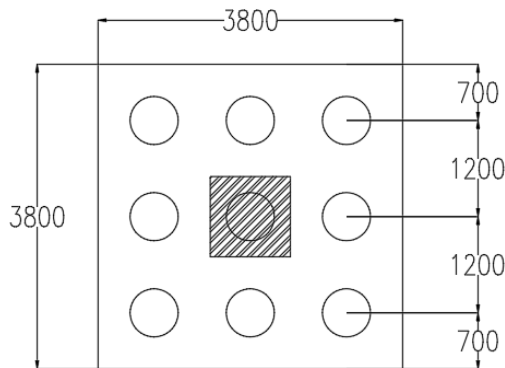
$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1829,18}{380,133} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan D22–200 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{200} \\ &= 1901,43 \text{ mm}^2 > 1829,18 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

## 2. Penulangan Arah Y



Gambar 4. 49 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 96,9 \text{ ton} \\
 P &= 3 \times 96,9 = 290,7 \text{ ton} \\
 q &= 2,4 \text{ t/m}^2 \times 3,8 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 9,12 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 9,12 \text{ ton/m} \times 1,2 = 10,94 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 x &= (\text{lebar pile cap arah } x - \text{lebar kolom})/2 \\
 &= (3800-1000)/2 \\
 &= 1400 \text{ mm} \\
 &= 1,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 3 P_{\max} x - \frac{1}{2} q_u x \\
 &= (290,7 \times 1,2) - (\frac{1}{2} \times 10,94 \times (1,4 \times 0,5)^2) \\
 &= 343,5 \text{ t.m} \\
 &= 3.434.944.400 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

- Mencari  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

digunakan  $\rho_{\min} = 0,00395$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,765$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3.222.262.400}{3800 \times 925,5^2} = 0,839$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,839}{400}} \right) = 0,00336
 \end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,00395$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x \\ = 0,00395 \times 1000 \times 925,5 = 3658,36 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D29 ( $A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3484,1524}{660,7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29–150 mm

$$A_s = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\ = 4405,24 \text{ mm}^2 > 3658,36 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x \\ = \frac{1}{2} \times 0,00395 \times 1000 \times 925,5 = 1829,18 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22 ( $A_s = 380,133 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1829,18}{380,133} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan D22–200 mm

$$A_s = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{200} \\ = 1901,43 \text{ mm}^2 > 1829,18 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

#### 4.6.7 Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_g = 120000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Selimut beton = 40 mm

Tulangan utama = D19

Tulangan Senggang = D10

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} 19) = 340,5 \text{ mm}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan diaman beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$qu = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

$$= 4,032 \text{ kN/m}$$

Panjang sloof = 2,8 m

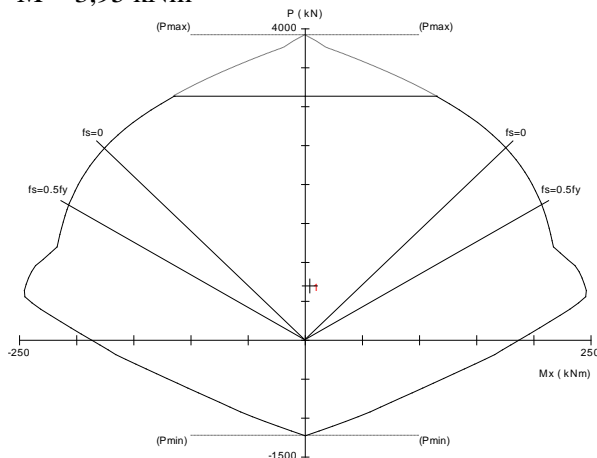
$$Mu_{\text{tump}} = \frac{1}{8} qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 4,032 \times 2,8^2 \text{ kgm}$$

$$= 3,95 \text{ kNm}$$

Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

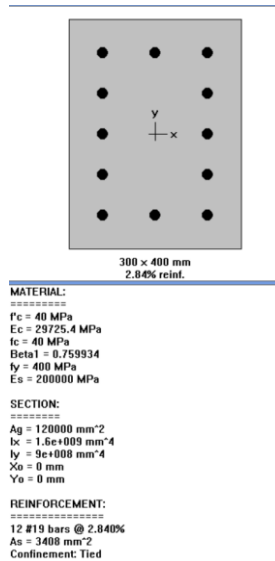
$$P = 10\% P_u = 10\% 6982,3 \text{ kN} = 698,23 \text{ kN}$$

$$M = 3,95 \text{ kNm}$$



Gambar 4. 50 Diagram Interaksi P-M





**Gambar 4.46** Spesifikasi Penulangan Sloof  
 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 4,032 \times 2,8 = 5,645 \text{ kN}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - 19/2 = 340,5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times \sqrt{f_c'}}{6} = \frac{300 \times 340,5 \times \sqrt{40}}{6} = 107.675,55 \text{ N}$$

$$= 107,676 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 107,676 = 80,78 \text{ kN} > V_u \text{ (OK)}$$

Sehingga tulangan geser tidak diperlukan

Jadi dipasang tulangan geser min

$$S_{maks} = d/2 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \times s}{3 f_y} = \frac{300 \times 170,25}{3 \times 400} = 42,56 \text{ mm}^2$$

Dipasang Senggang 2D10-150 mm

## BAB V KESIMPULAN

### 5.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) menggunakan sistem balok prategang pada balok arah memanjang dan melintang yang terdapat di lantai atap lantai ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

#### Struktur Sekunder:

- Balok anak:
  - B1A : 30/40 cm
  - B2A : 30/40 cm
  - B3A : 30/40 cm
  - B5A : 30/40 cm
  - B6A : 30/40 cm
- Tebal pelat:
  - Atap : 150 mm
  - Lantai : 120 mm
  - Basement : 250 mm

#### Struktur Utama:

- Balok induk:
  - B1 : 45/70 cm
  - B2 : 35/55 cm
  - B3 : 35/55 cm
  - B4 : 35/55 cm

- B5 : 45/70 cm
  - B6 : 45/70 cm
  - Balok prategang:
    - Arah Memanjang : 50/125 cm
    - Arah Melintang : 50/125 cm
  - Kolom:
    - Basement – Lt.4 : 100/100
    - Lt 5 – 7 : 80/80
    - Lt 8 – 9 : 60/60
    - Lt 10-atap : 50/50
  - Pondasi : 3,8 m x 3,8 m x 1 m
  - Tiang pancang: (*Prestressed Concrete Spun Piles PT. Wijaya Karya Beton*) : 9 buah
2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.
  3. Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi maka kolom dibuat pipih dan seefektif mungkin.
  4. Perencanaan dengan menggunakan sistem balok prategang berdasarkan karena kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan balok prategang sangat tepat untuk memenuhi kebutuhan tersebut.
  5. Penggunaan prategang dianggap lebih efisien karena penampang prategang dapat lebih ramping dari penampang beton bertulangan pada umumnya, dalam kasus modifikasi ini dapat menggantikan atap yang sebelumnya menggunakan konstruksi rangka batang.
  6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.
  7. Perencanaan struktur beton bertulangan menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang

digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

8. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer.
9. Hasil analisa struktur telah dilakukan pada perencanaan Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

## 5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Perencanaan balok prategang secara menyilang perlu diperhatikan kontrol tegangan di titik – titik yang bersilangan agar tidak melebihi tegangan ijin yang dilakukan.
2. Dimensi kolom perlu diperhatikan agar tidak menyebabkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom yang terlalu besar.
3. Metode pelaksanaan sangat diperlukan dalam mengaplikasikan balok prategang secara menyilang, terutama menentukan apakah penampang mampu menahan jacking pada suatu arah balok apabila balok dijacking secara berurutan
4. Daerah limit kabel harus sangat diperhatikan dalam merencanakan balok prategang menyilang agar kedua tendon dapat masuk ke dalam daerah limit kabel tersebut.
5. Gambar balok prategang arah memanjang dan melintang harus jelas terutama di bagian persilangan agar antar satu tendon dan tendon lainnya tidak saling bertabrakan.
6. Perencanaan menggunakan balok prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi, disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan.
7. Pengembangan pada teknologi balok prategang perlu dilakukan peningkatan, agar lebih mudah dalam

pengerjaannya, dikarenakan penggunaan prategang dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.

## DAFTAR PUSTAKA

- Adewuyi, A.P dan Franklin, S.O. 2011. **Analytical Investigation of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned and Post-Compressed Reinforcements.**” Nigeria : ARPN
- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. **Prestressed Concrete Designer’s Handbook Second Edition.** Inggris: Spon Press
- Artiningsih, TP.2008.**Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan.**Bogor: Departement Teknik Sipil Universitas Pakuan
- Astawa, Tavo dan Raka, 2014. **“Behavior of Partially-Prestressed Concrete Exterior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones”, Proceeding of the 6th International Conference of Asian Concrete Federation.** 21-24 Sept. 2014. Asian Concrete Federation (ACF), Seoul, Korea. pp. 589-594.
- Badan Standarisasi Nasional **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013).** Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013).** Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 1726-2012).** Jakarta : BSNI
- Building Code Requirement for **Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary.** 2008. Farnington Hills

Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)**.

Fintel, Mark dan Ghosh S.K. 1978. **Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beams in 45 Storey Building**. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.

Gilbert, R.I, Mickleborough, N.C. 2005. **Design of Prestressed Concrete**. Inggris: Spon Press

Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1996. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta : Penerbit Erlangga.

Marshall, Vernon dan Robberts, John M. **Presstressed Concrete Design and Practice**. Midrand: Concrete Society of Southern Africa

Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga**. Jakarta : Erlangga

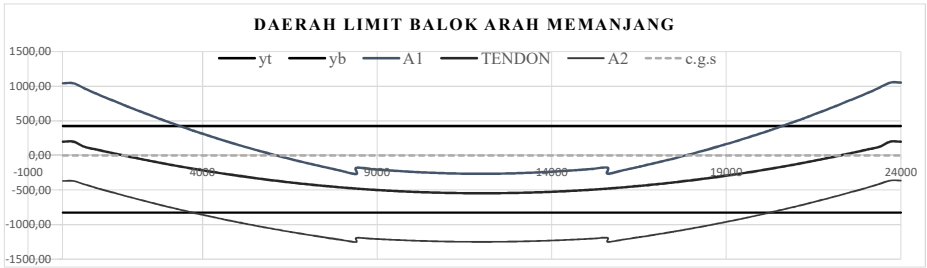
Sulendra, I Ketut dan Tatong, Burhan. 2011. **Analisis Teknis Pekerjaan Balok-Plat Lantai Bangunan Pascasarjana UNTAD dengan Metode Combidec-Presstress**. Palu: Universitas Tadulako.

Xiao Han Wu, Shunsuke Otani, dan Hitoshi Shiohara. 2001. **Tendon Model for Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures**. ASCE

## **LAMPIRAN**



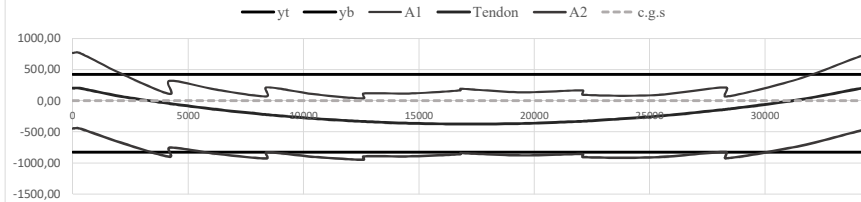
Daerah Limit Kabel Balok Arah Memanjang									
Station (m)	Titik (mm)	Ytendon (mm)	Mhidup (kNm)	M transfer (kNm)	A1 (mm)	A2 (mm)	Koordinat A1	Koordinat Tendon	Koordinat A2
0	0,00	200,00	-1249,43	-1129,40	-480,42	-322,69	1043,81	200,00	-368,13
0,25	250,00	200,00	-1249,43	-1129,40	-480,42	-322,69	1043,81	200,00	-368,13
1,4	1400,00	36,08	-615,76	-556,91	-236,77	-159,12	800,16	36,08	-531,70
2,8	2800,00	-107,52	101,40	90,70	38,99	25,91	524,40	-107,52	-716,73
4,2	4200,00	-230,82	732,38	662,09	281,61	189,17	281,78	-230,82	-879,99
5,6	5600,00	-333,82	1284,19	1162,92	493,79	332,26	69,60	-333,82	-1023,08
7	7000,00	-416,50	1752,25	1589,67	673,77	454,19	-110,38	-416,50	-1145,01
8,4	8400,00	-478,87	2161,42	1962,59	831,10	560,74	-267,71	-478,87	-1251,56
8,4	8400,00	-478,87	1932,22	1755,21	742,97	501,49	-179,58	-478,87	-1192,31
10,2	10200,00	-529,23	2095,06	1901,29	805,59	543,22	-242,20	-529,23	-1234,04
12	12000,00	-546,02	2155,45	1955,18	828,80	558,62	-265,42	-546,02	-1249,44
13,8	13800,00	-529,23	2091,28	1898,77	804,13	542,50	-240,74	-529,23	-1233,32
15,6	15600,00	-478,87	1924,27	1749,85	739,92	499,96	-176,53	-478,87	-1190,78
15,6	15600,00	-478,87	2148,03	1953,30	825,95	558,09	-262,57	-478,87	-1248,91
17	17000,00	-416,50	1736,88	1578,71	667,86	451,06	-104,47	-416,50	-1141,88
18,4	18400,00	-333,82	1267,65	1151,03	487,43	328,86	75,96	-333,82	-1019,68
19,8	19800,00	-230,82	713,06	647,79	274,18	185,08	289,20	-230,82	-875,90
21,2	21200,00	-107,52	81,11	75,63	31,19	21,61	532,20	-107,52	-712,43
22,6	22600,00	36,08	-638,97	-574,57	-245,70	-164,16	809,08	36,08	-526,66
23,75	23750,00	200,00	-1274,03	-1148,28	-489,88	-328,08	1053,27	200,00	-362,74
24	24000,00	200,00	-1274,03	-1148,28	-489,88	-328,08	1053,27	200,00	-362,74

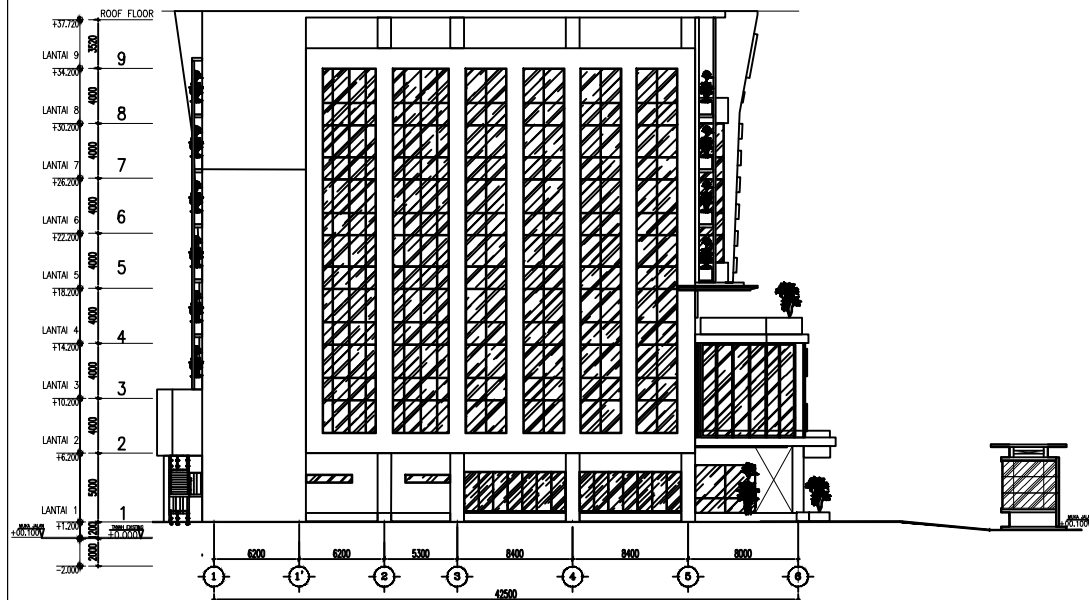


**Daerah Limit Kabel Balok Arah Melintang**

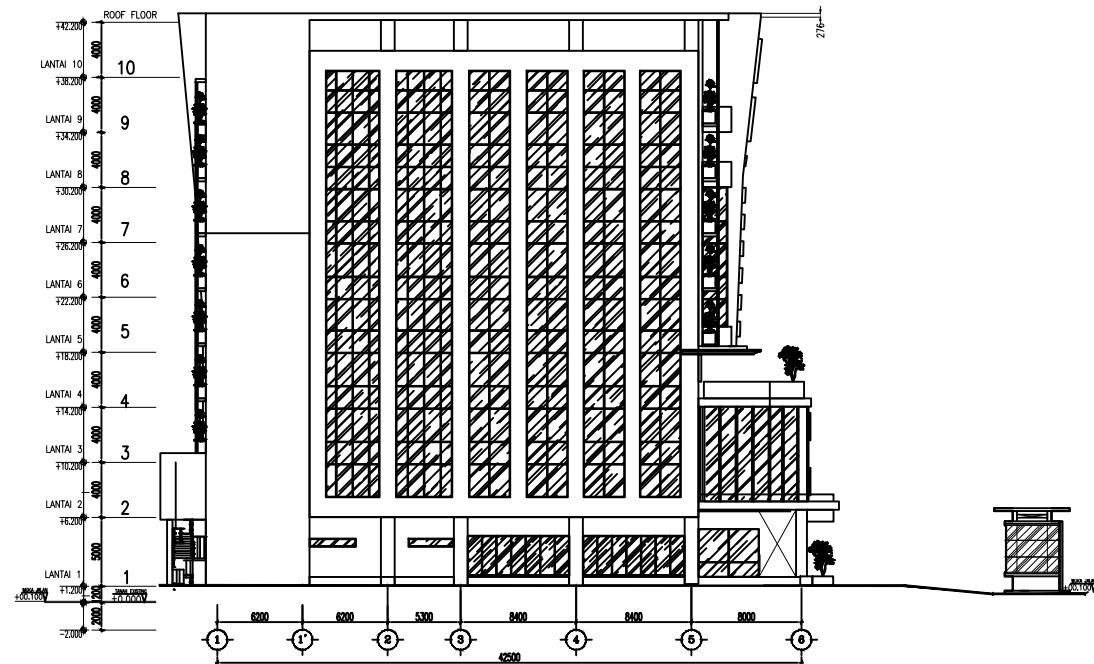
Station (m)	Titik (mm)	M transfer (kNm)	Mhidup (kNm)	A1 (mm)	A2 (mm)	Koordinat A1	Koordinat Tendon	Koordinat A2
0	0	-855,65	-950,33	-357,90	-244,47	766,19	200	-446,347
0,25	250	-855,65	-950,33	-357,90	-244,47	766,19	200	-446,347
2,1	2100	-54,02	-68,41	-25,76	-15,43	434,06	68,290	-675,385
4,2	4200	733,63	797,82	300,46	209,61	107,83	-46,347	-900,427
4,2	4200	218,88	233,82	88,06	62,54	320,24	-46,347	-753,358
6,3	6300	578,74	629,11	236,93	165,36	171,37	-143,910	-856,175
8,4	8400	824,43	898,97	338,56	235,55	69,73	-224,400	-926,370
8,4	8400	474,34	514,54	193,78	135,53	214,51	-224,400	-826,346
10,5	10500	743,99	812,47	305,98	212,57	102,31	-287,816	-903,389
12,6	12600	900,21	985,77	371,25	257,20	37,04	-334,159	-948,023
12,6	12600	713,37	777,84	292,94	203,82	115,35	-334,159	-894,639
14,7	14700	706,49	772,58	290,96	201,85	117,33	-363,428	-892,674
16,8	16800	586,12	642,70	242,05	167,46	166,25	-375,623	-858,283
16,8	16800	525,20	574,16	216,23	150,06	192,06	-375,623	-840,875
19,45	19450	656,11	724,88	273,00	187,46	135,30	-366,646	-878,279
22,1	22100	581,08	645,95	243,27	166,02	165,02	-330,481	-856,842
22,1	22100	750,48	831,26	313,06	214,42	95,24	-330,481	-905,241
25,2	25200	761,65	847,15	319,04	217,61	89,25	-253,669	-908,434
28,3	28300	464,36	516,92	194,68	132,67	213,62	-139,652	-823,494
28,3	28300	820,93	910,63	342,95	234,55	65,34	-139,652	-925,370
31,4	31400	154,26	173,27	65,25	44,07	343,04	11,571	-734,893
34,25	34250	-753,76	-836,48	-315,02	-215,36	723,32	200	-475,460
34,5	34500	-753,76	-836,48	-315,02	-215,36	723,32	200	-475,460

**DAERAH LIMIT BALOK ARAH MELINTANG**





⊕ TAMPAK UTARA EKSISTING  
SKALA 1:550



⊕ TAMPAK UTARA MODIFIKASI  
SKALA 1:550



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Tampak Utara

Skala

1 : 550

No. Lembar

1

Jml Lembar

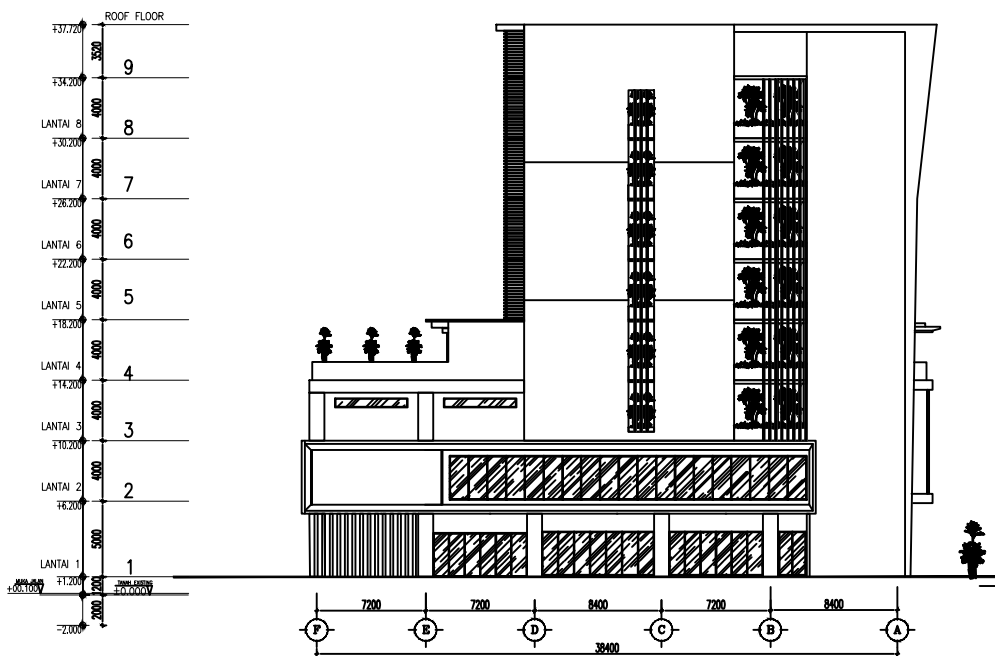
39

Dosen pembimbing

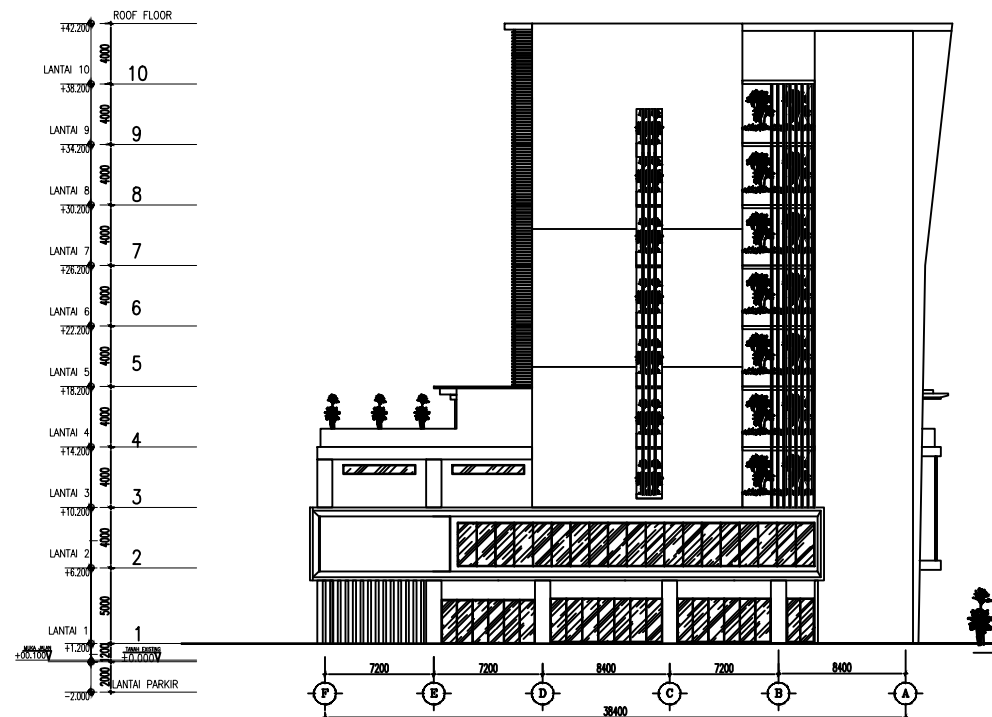
Prof. Dr. Ir I G.P.Raka

Nama & Nrp Mahasiswa

Putu Pradnyanita MW  
(03111540000105)



⊕ TAMPAK TIMUR EKSISTING  
SKALA 1:500

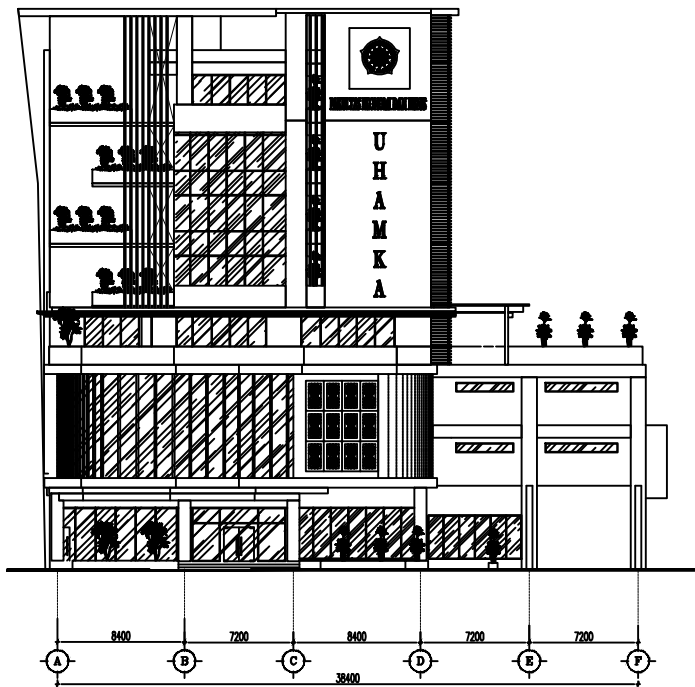


⊕ TAMPAK TIMUR MODIFIKASI  
SKALA 1:500

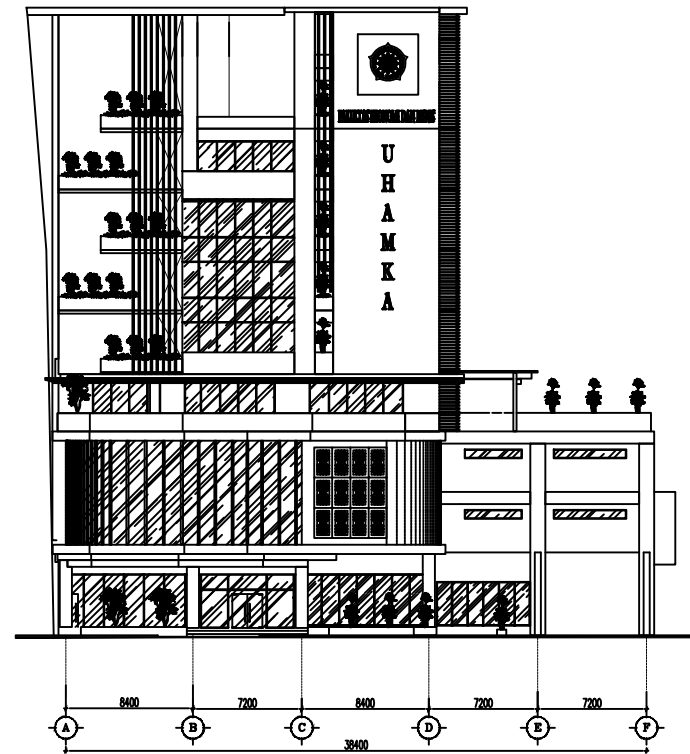
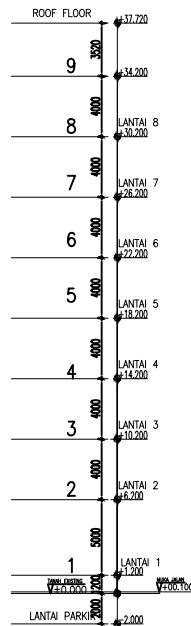


JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

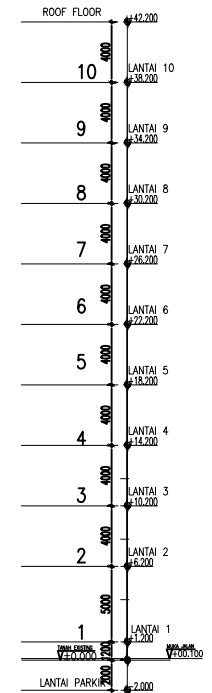
Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Tampak Timur	1 : 500	2	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)



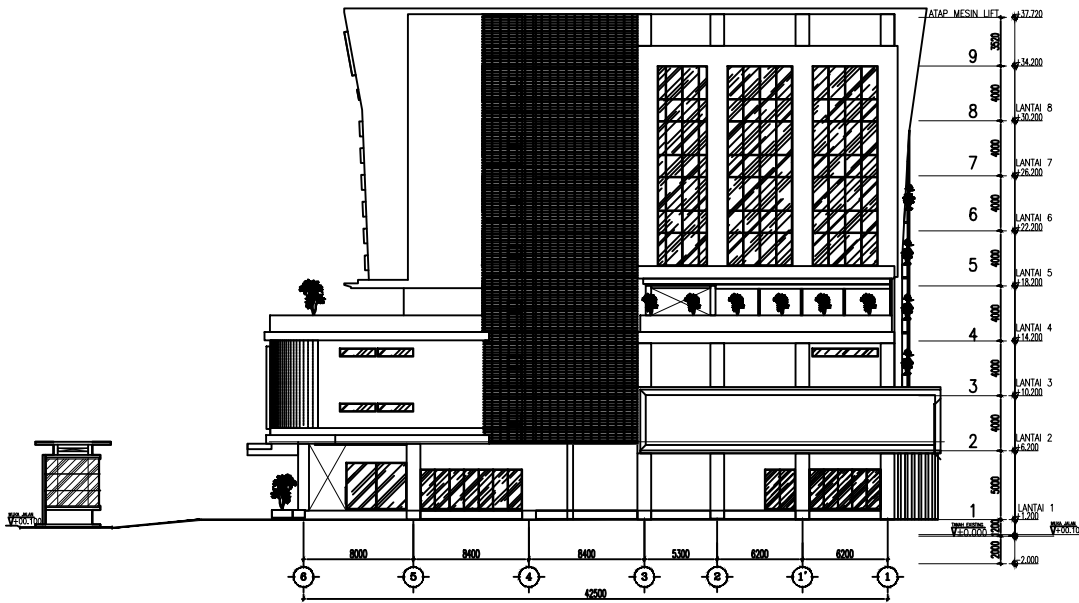
⊕ TAMPAK BARAT EKSISTING  
SKALA 1:500



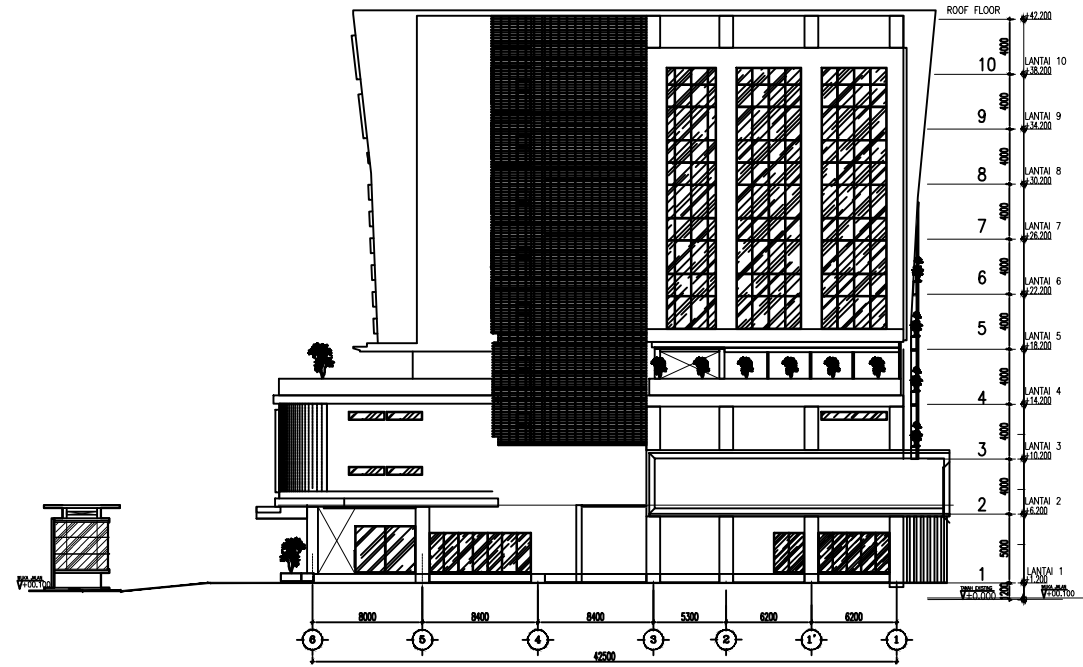
⊕ TAMPAK BARAT MODIFIKASI  
SKALA 1:500



	JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA		Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
			Tugas Akhir	Tampak Barat	1 : 500	3	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)



⊕ TAMPAK SELATAN EKSISTING  
SKALA 1:550

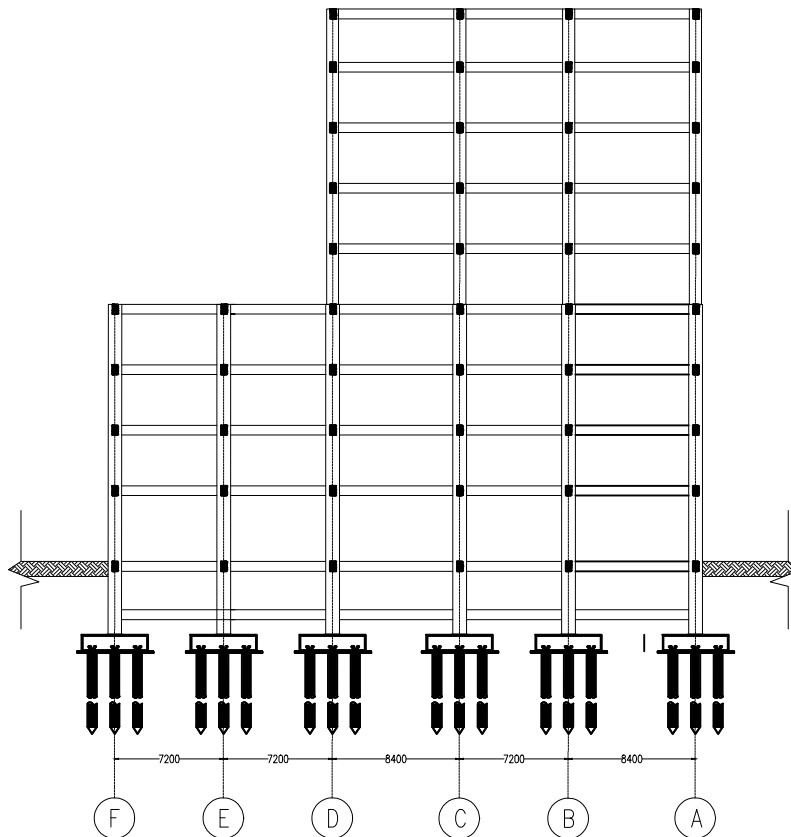
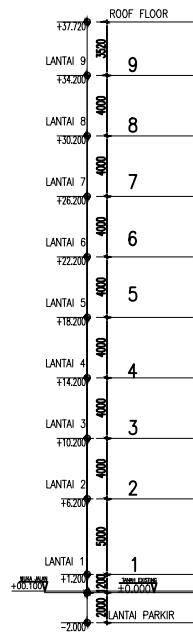


⊕ TAMPAK SELATAN MODIFIKASI  
SKALA 1:550

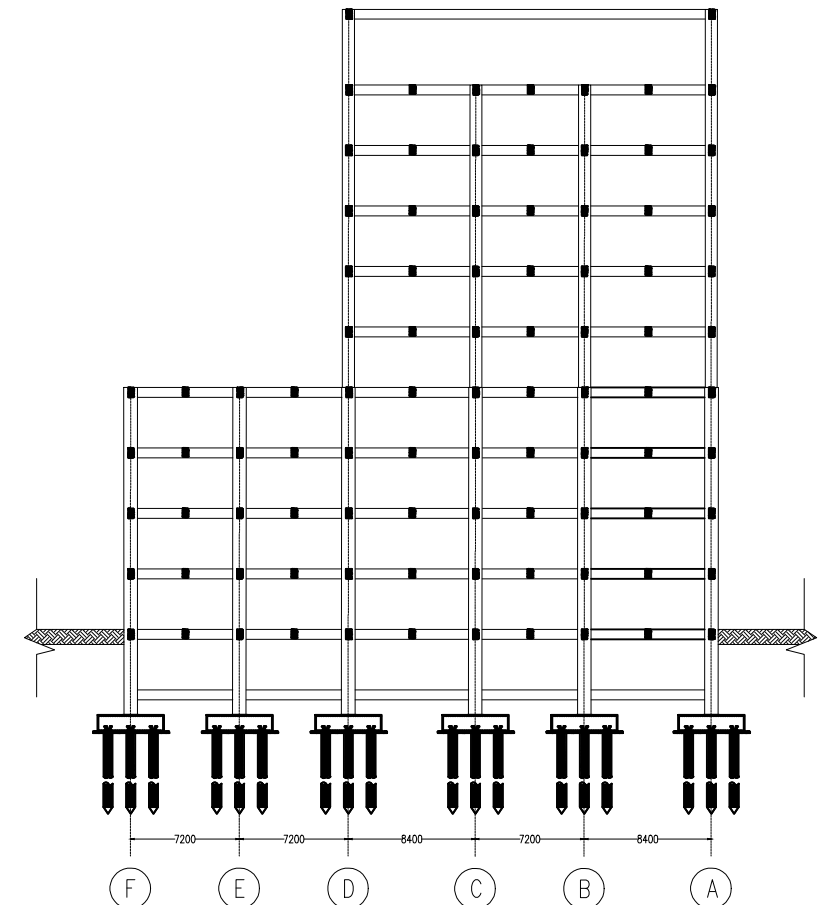
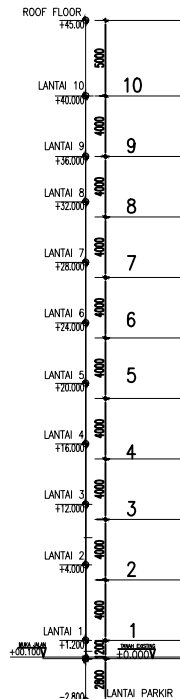


JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Tampak Selatan	1 : 550	4	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)



POTONGAN MEMANJANG EKSISTING  
SKALA 1:500

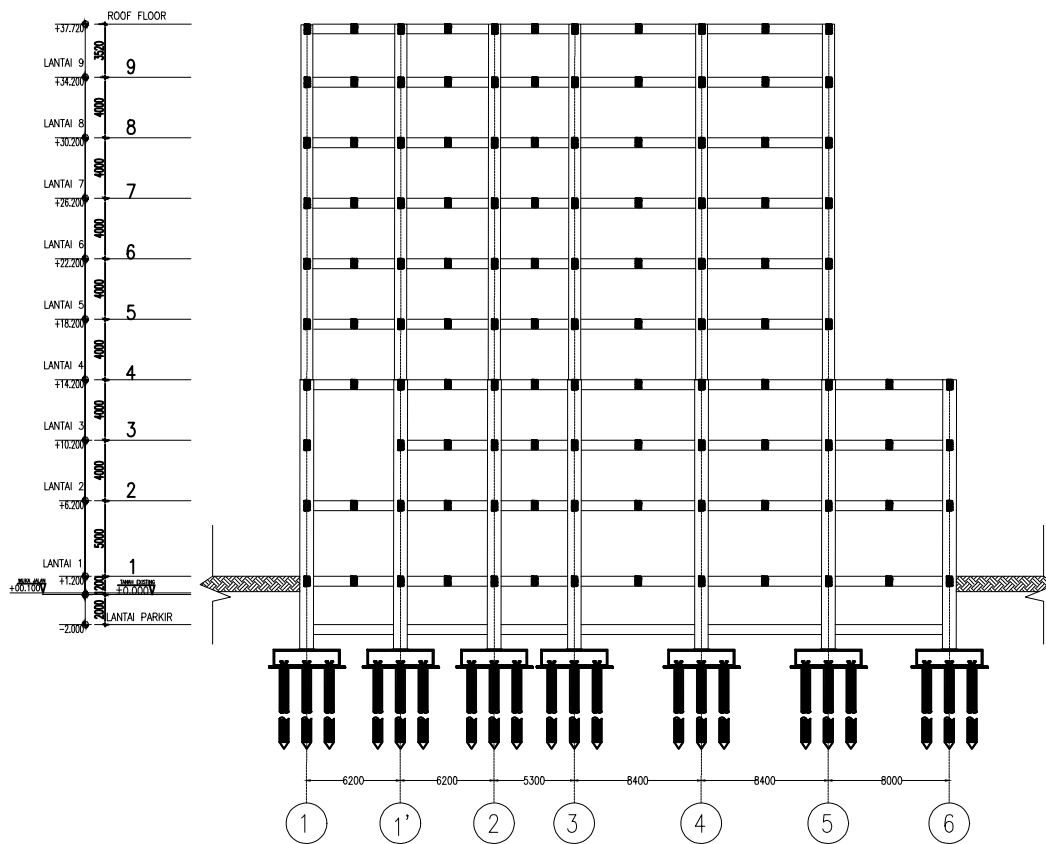


POTONGAN MEMANJANG MODIFIKASI  
SKALA 1:500

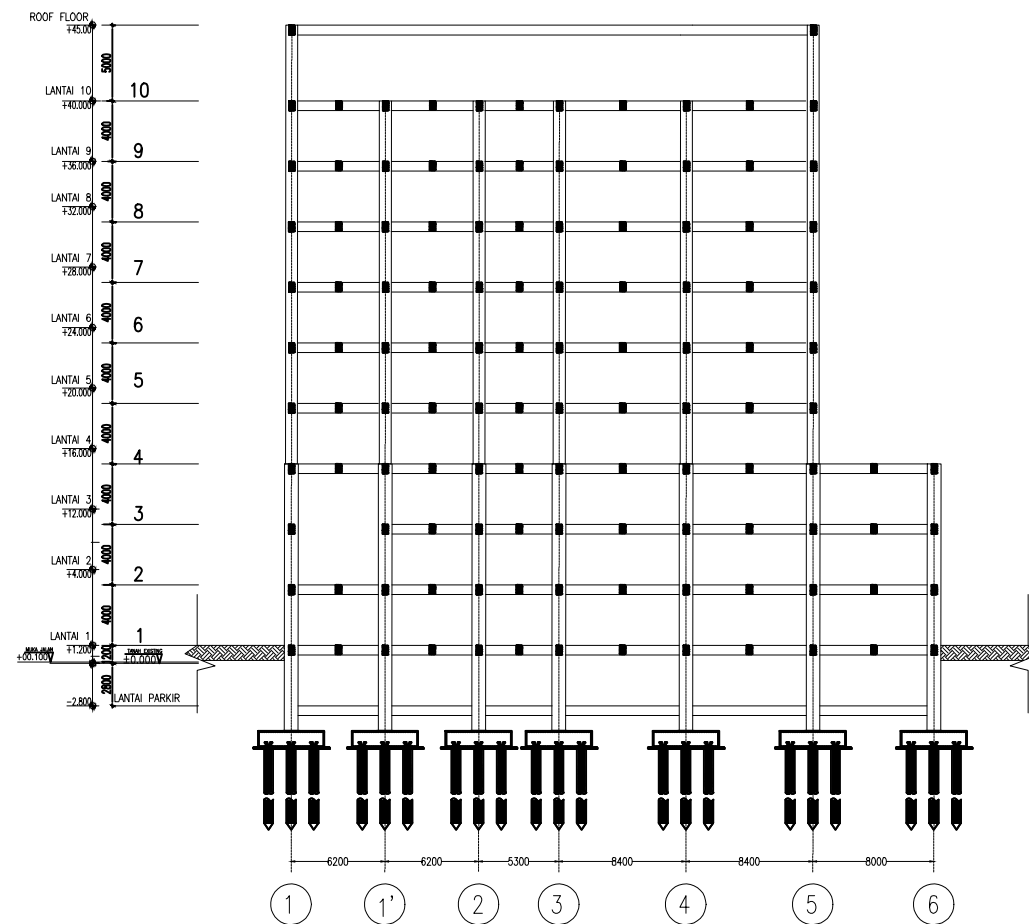


JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Potongan Memanjang	1 : 500	5	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)



⊕ POTONGAN MELINTANG EKSTISTING  
SKALA 1:500



⊕ POTONGAN MELINTANG MODIFIKASI  
SKALA 1:500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Potongan Melintang

Skala

1 : 500

No. Lembar

6

Jml Lembar

39

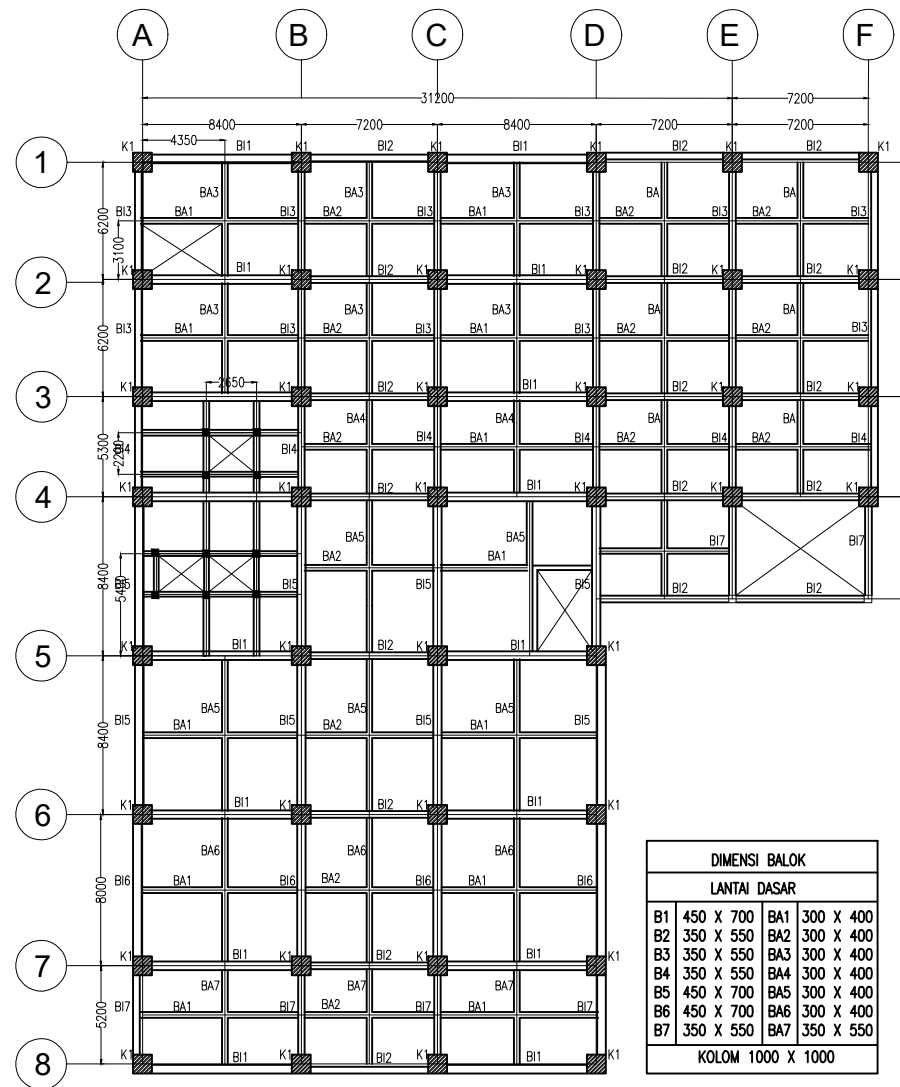
Dosen pembimbing

Prof. Dr. Ir I G.P.Raka

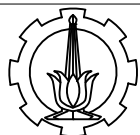
Nama & Nrp Mahasiswa

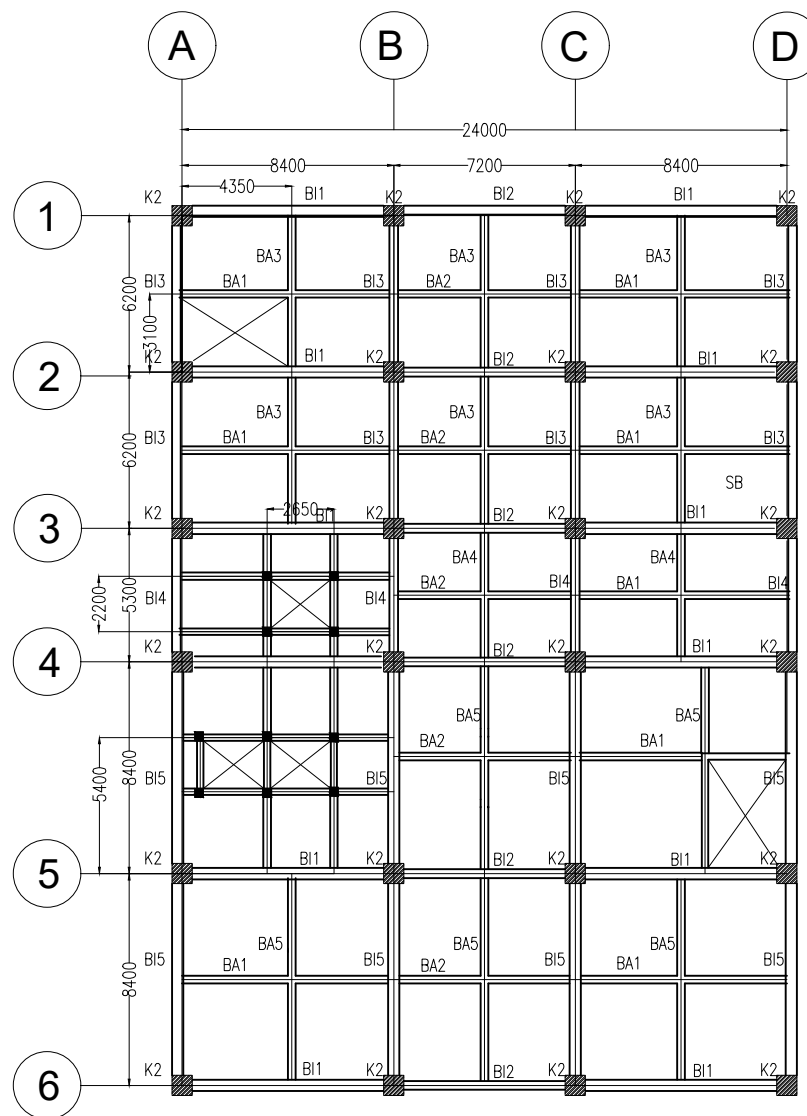
Putu Pradnyanita MW  
(03111540000105)






 DENAH MODIFIKASI PEMBALOKAN LANTAI 1-4  
 SKALA 1:400



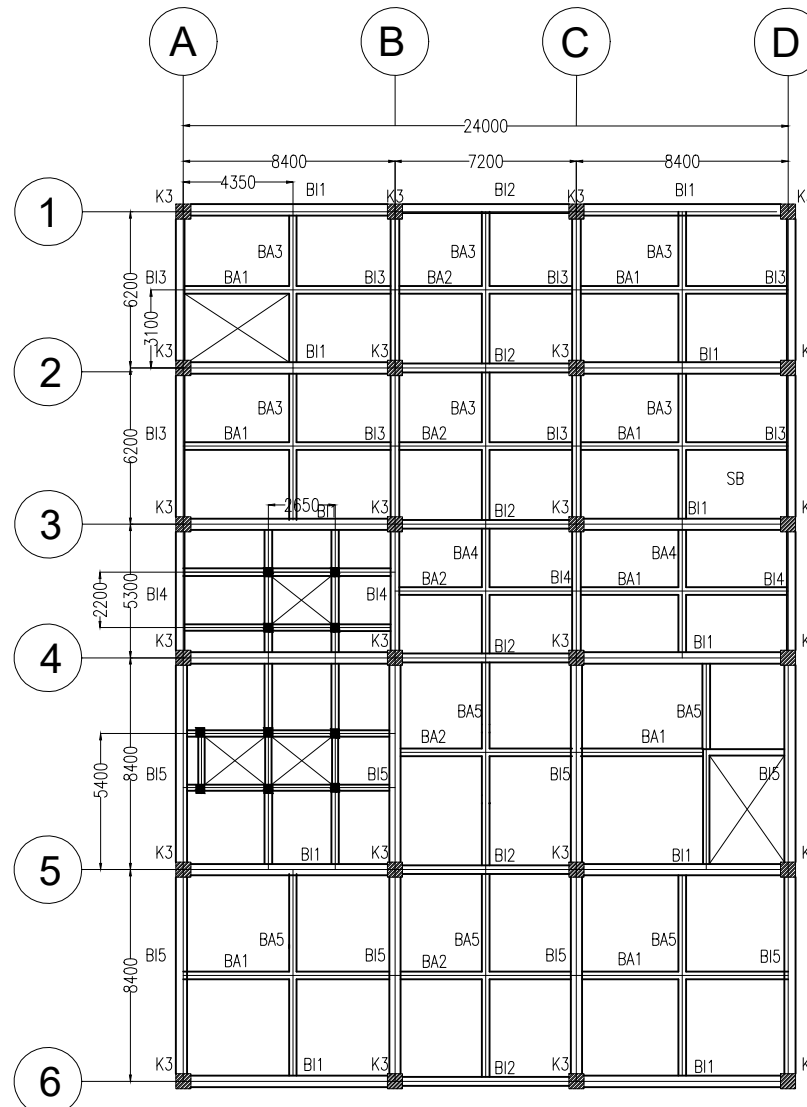


DIMENSI BALOK			
B1	450 X 700	BA1	300 X 400
B2	350 X 550	BA2	300 X 400
B3	350 X 550	BA3	300 X 400
B4	350 X 550	BA4	300 X 400
B5	450 X 700	BA5	300 X 400
KOLOM 800 X 800			



DENAH MODIFIKASI PEMBALOKAN LANTAI 5-7  
SKALA 1:300



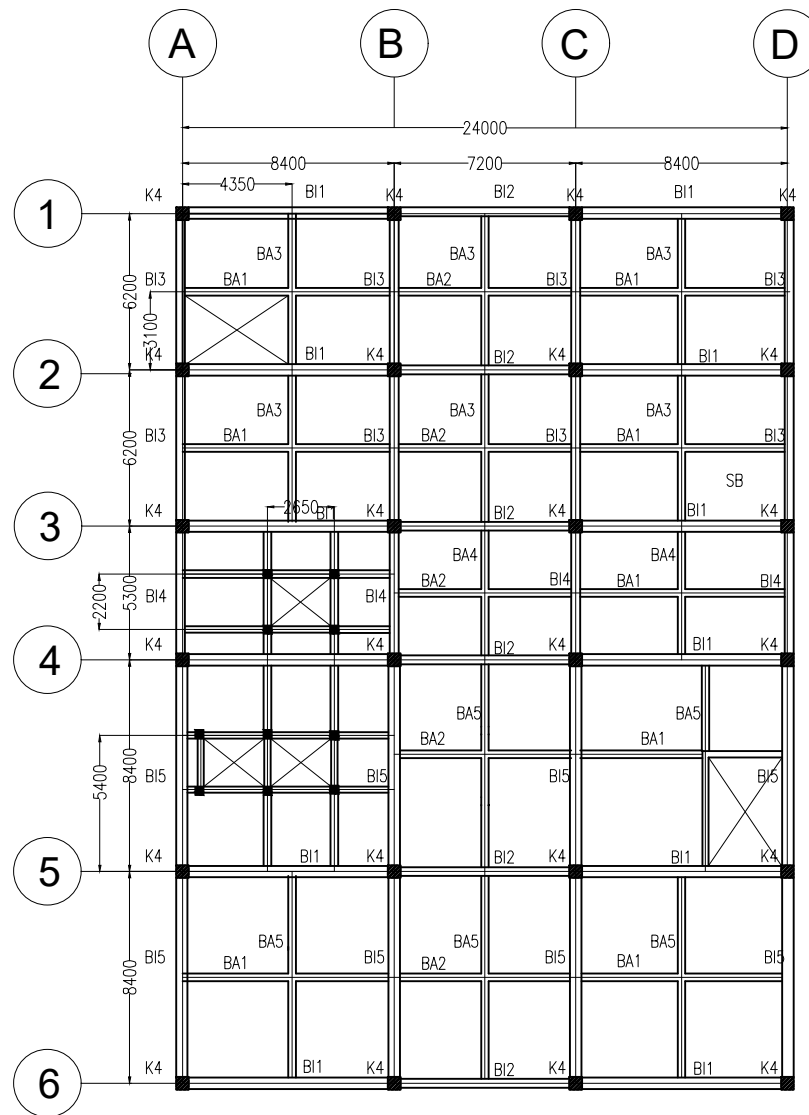


DIMENSI BALOK					
LANTAI DASAR					
B1	450 X 700	BA1	300 X 400		
B2	350 X 550	BA2	300 X 400		
B3	350 X 550	BA3	300 X 400		
B4	350 X 550	BA4	300 X 400		
B5	450 X 700	BA5	300 X 400		
KOLOM 600 X 600					



DENAH MODIFIKASI PEMBALOKAN LANTAI 8-9  
SKALA 1:300



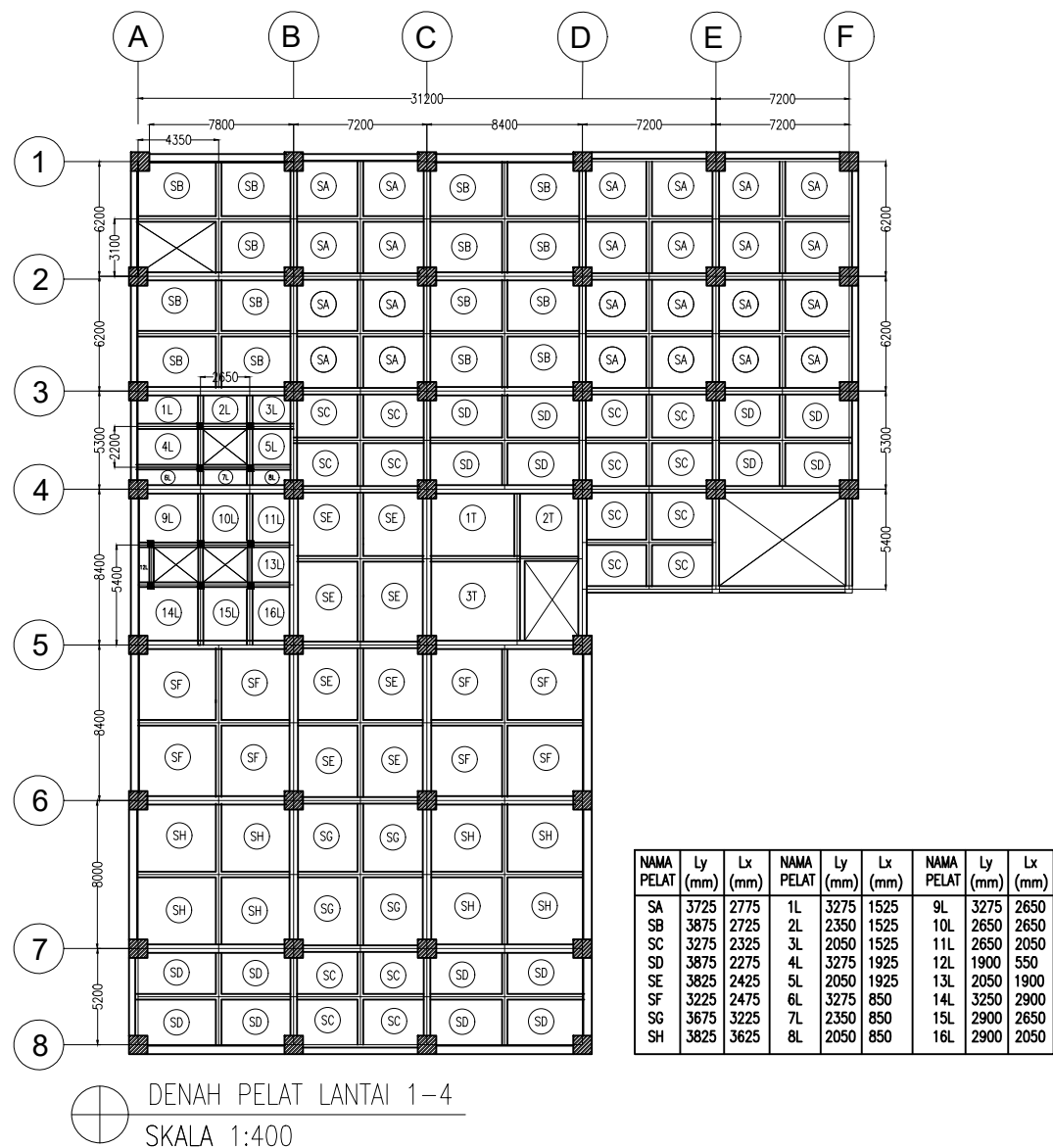


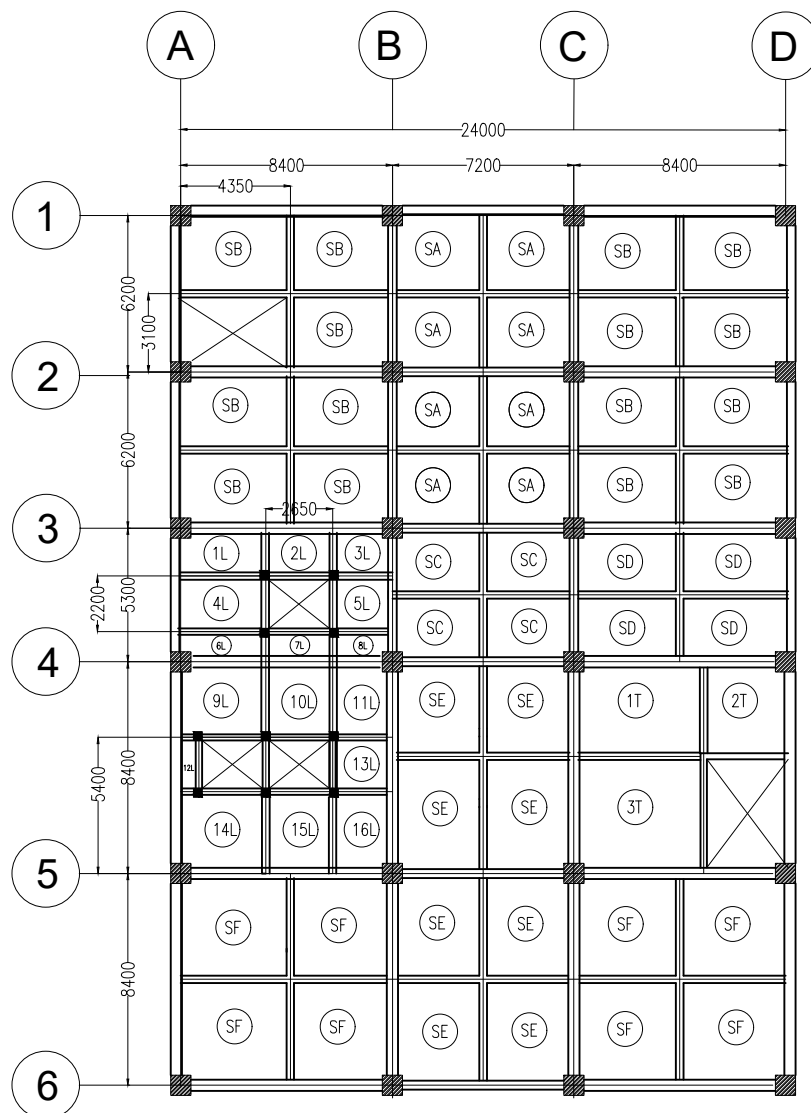
DIMENSI BALOK			
LANTAI DASAR			
B1	450 X 700	BA1	300 X 400
B2	350 X 550	BA2	300 X 400
B3	350 X 550	BA3	300 X 400
B4	350 X 550	BA4	300 X 400
B5	450 X 700	BA5	300 X 400
KOLOM 500 X 500			



DENAH MODIFIKASI PEMBALOKAN LANTAI 10  
SKALA 1:300



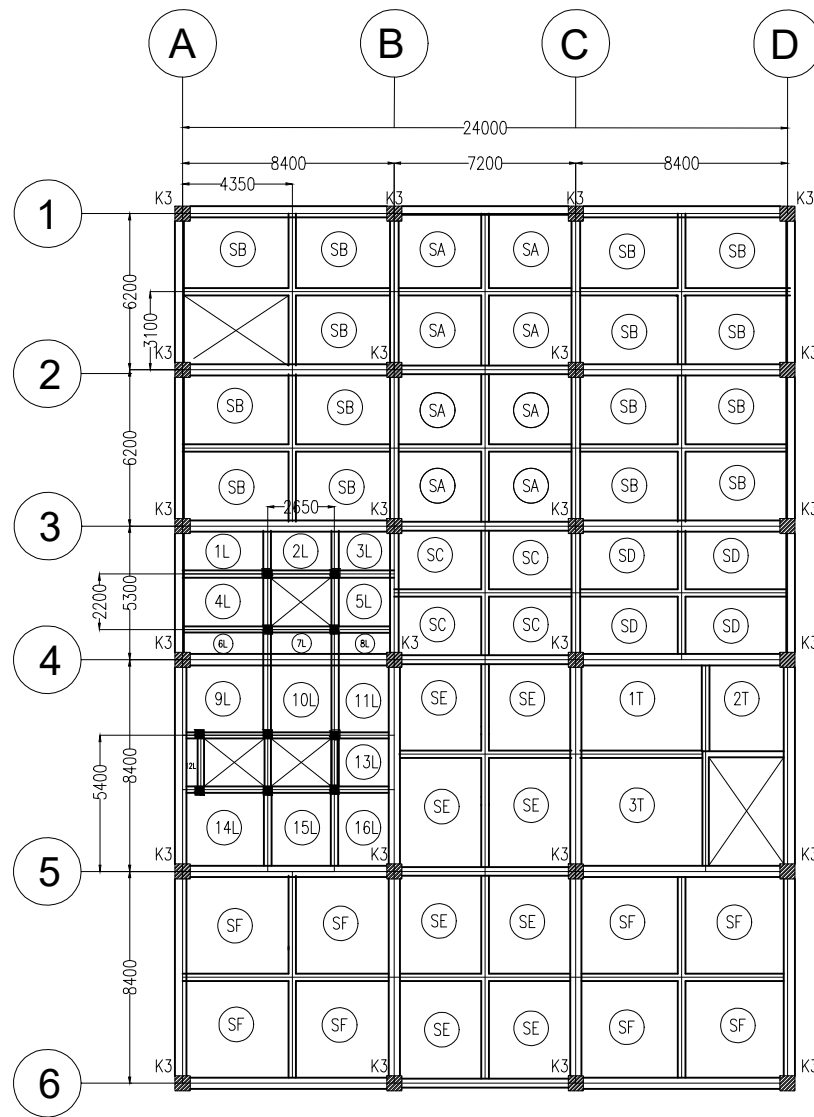




DENAH PELAT LANTAI 5-7  
SKALA 1:300

NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)	NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)	NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)
SA	3725	2775	1L	3275	1525	9L	3275	2650
SB	3875	2725	2L	2350	1525	10L	2650	2650
SC	3275	2325	3L	2050	1525	11L	2650	2050
SD	3875	2275	4L	3275	1925	12L	1900	550
SE	3825	2425	5L	2050	1925	13L	2050	1900
SF	3225	2475	6L	3275	850	14L	3250	2900
			7L	2350	850	15L	2900	2650
			8L	2050	850	16L	2900	2050

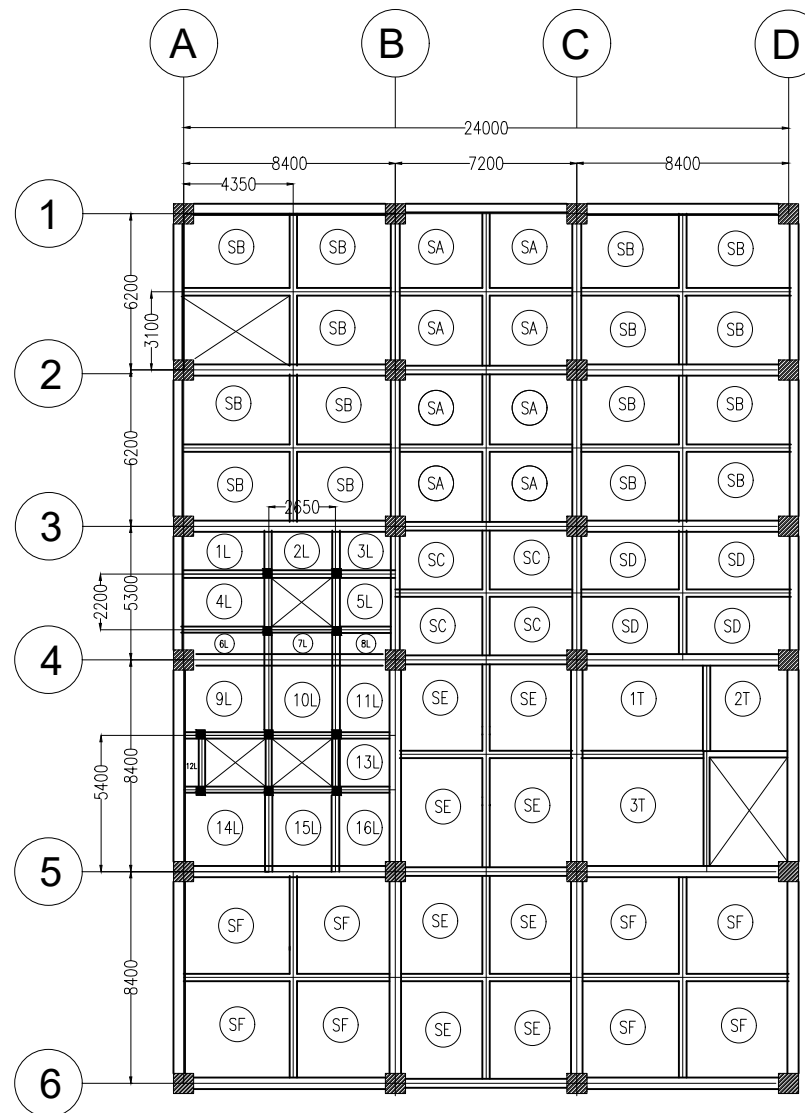




DENAH PELAT LANTAI 8-9  
SKALA 1:300

NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)	NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)	NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)
SA	3725	2775	1L	3275	1525	9L	3275	2650
SB	3875	2725	2L	2350	1525	10L	2650	2650
SC	3275	2325	3L	2050	1525	11L	2650	2050
SD	3875	2275	4L	3275	1925	12L	1900	550
SE	3825	2425	5L	2050	1925	13L	2050	1900
SF	3225	2475	6L	3275	850	14L	3250	2900
			7L	2350	850	15L	2900	2650
			8L	2050	850	16L	2900	2050



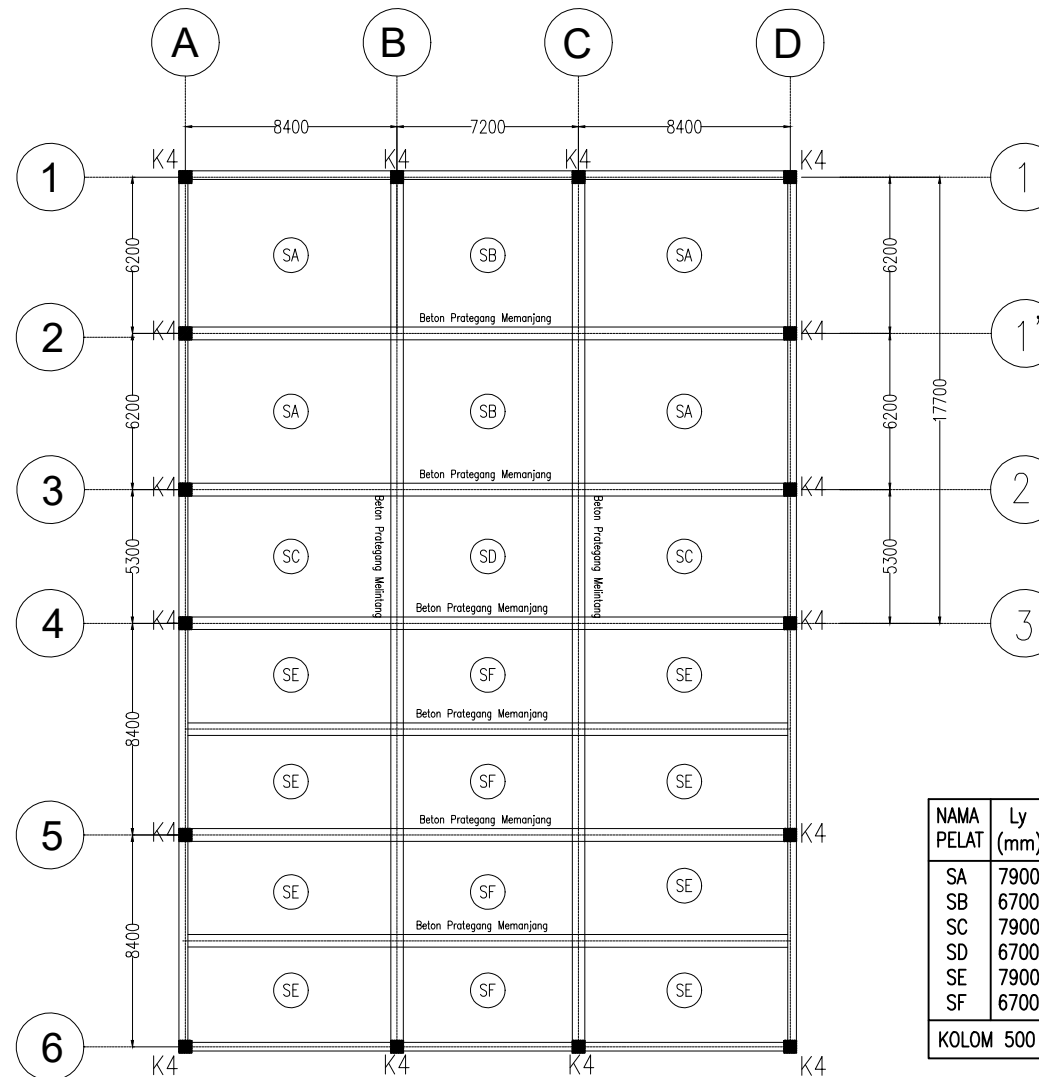


DENAH MODIFIKASI PELAT LANTAI 10  
SKALA 1:300

NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)	NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)	NAMA PELAT	Ly (mm)	Lx (mm)
SA	3725	2775	1L	3275	1525	9L	3275	2650
SB	3875	2725	2L	2350	1525	10L	2650	2650
SC	3275	2325	3L	2050	1525	11L	2650	2050
SD	3875	2275	4L	3275	1925	12L	1900	550
SE	3825	2425	5L	2050	1925	13L	2050	1900
SF	3225	2475	6L	3275	850	14L	3250	2900
			7L	2350	850	15L	2900	2650
			8L	2050	850	16L	2900	2050

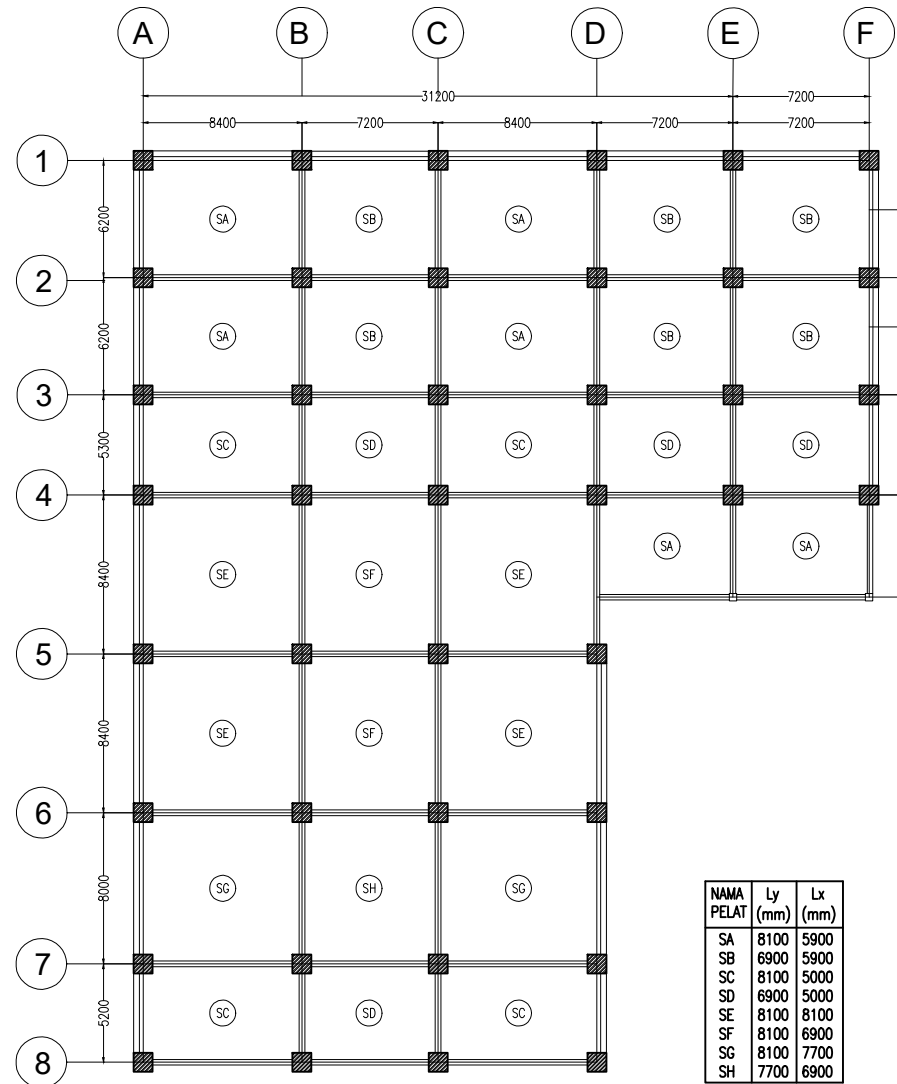






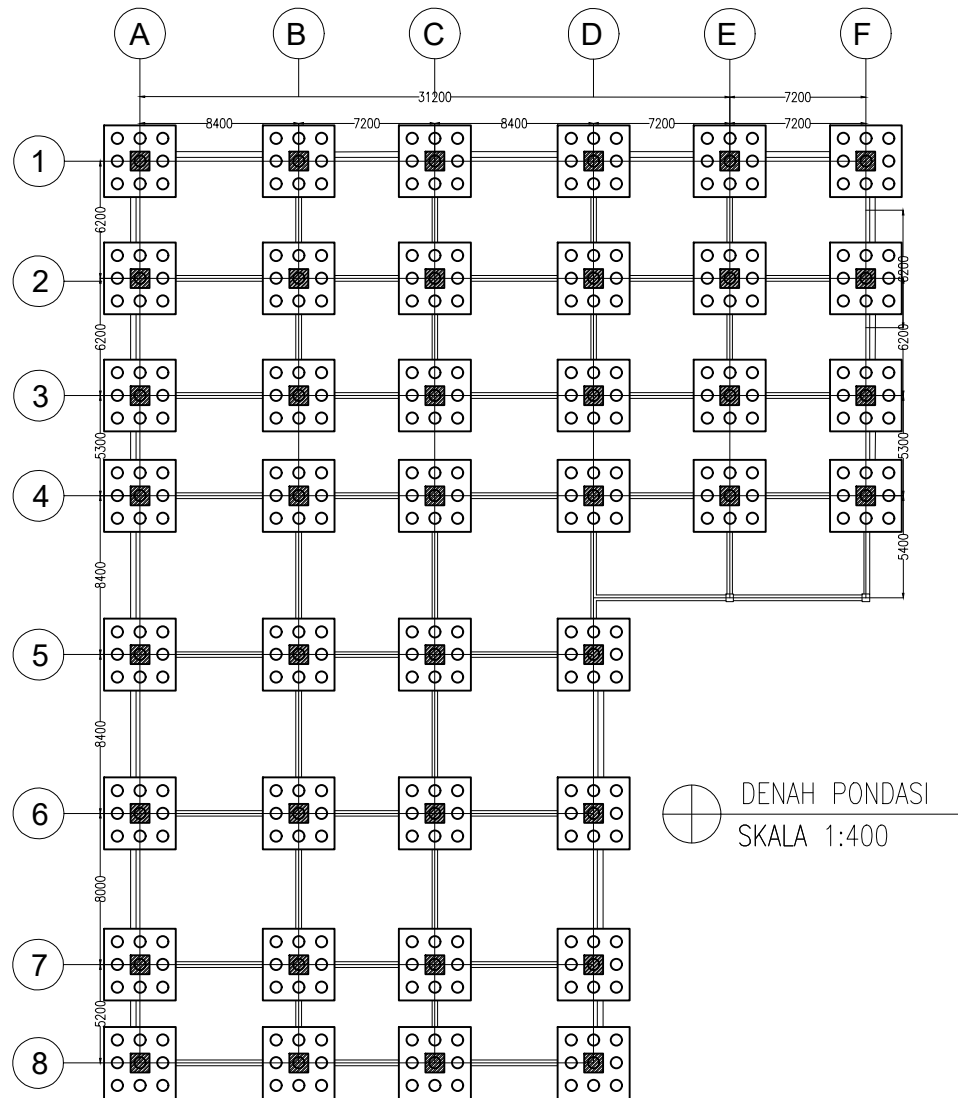
DENAH MODIFIKASI LANTAI ATAP  
SKALA 1:300



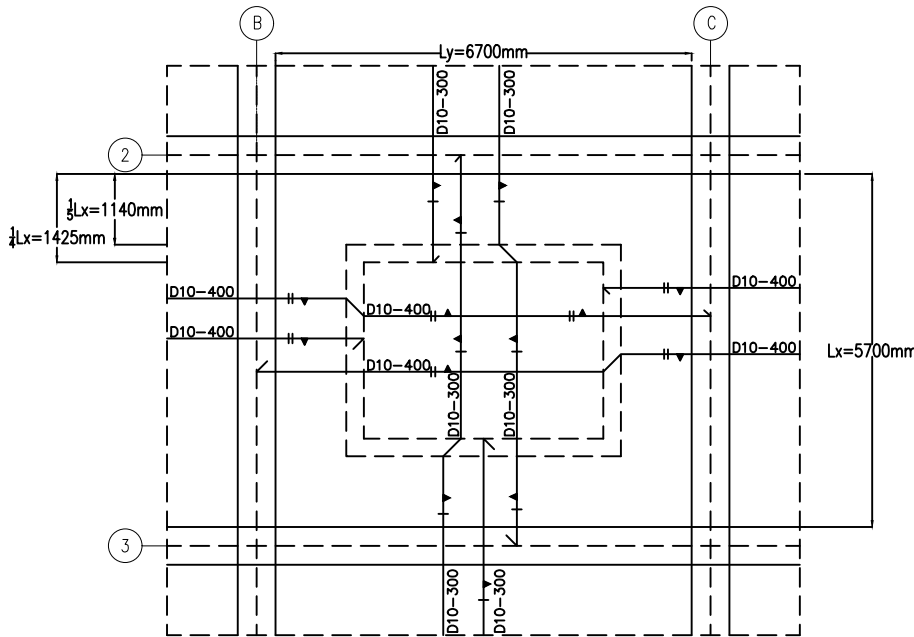
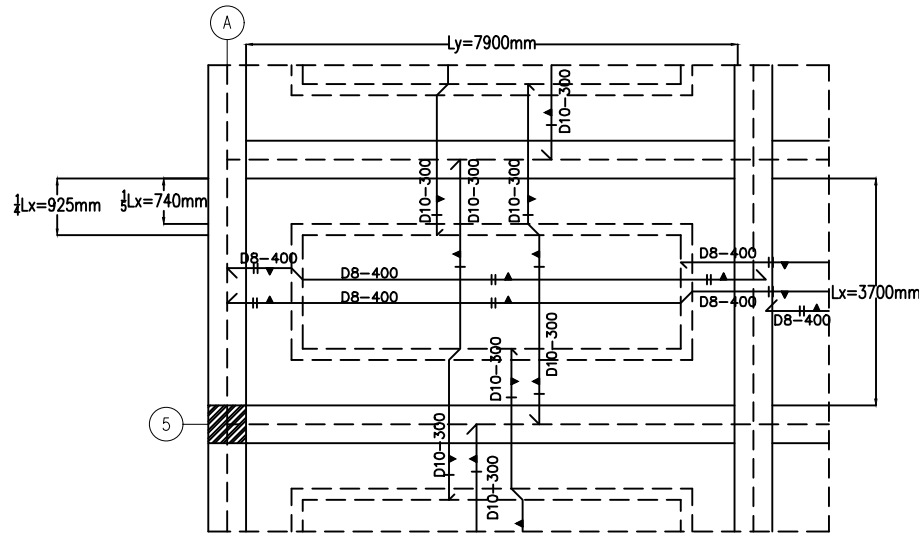



 DENAH PELAT BASEMENT  
 SKALA 1:400

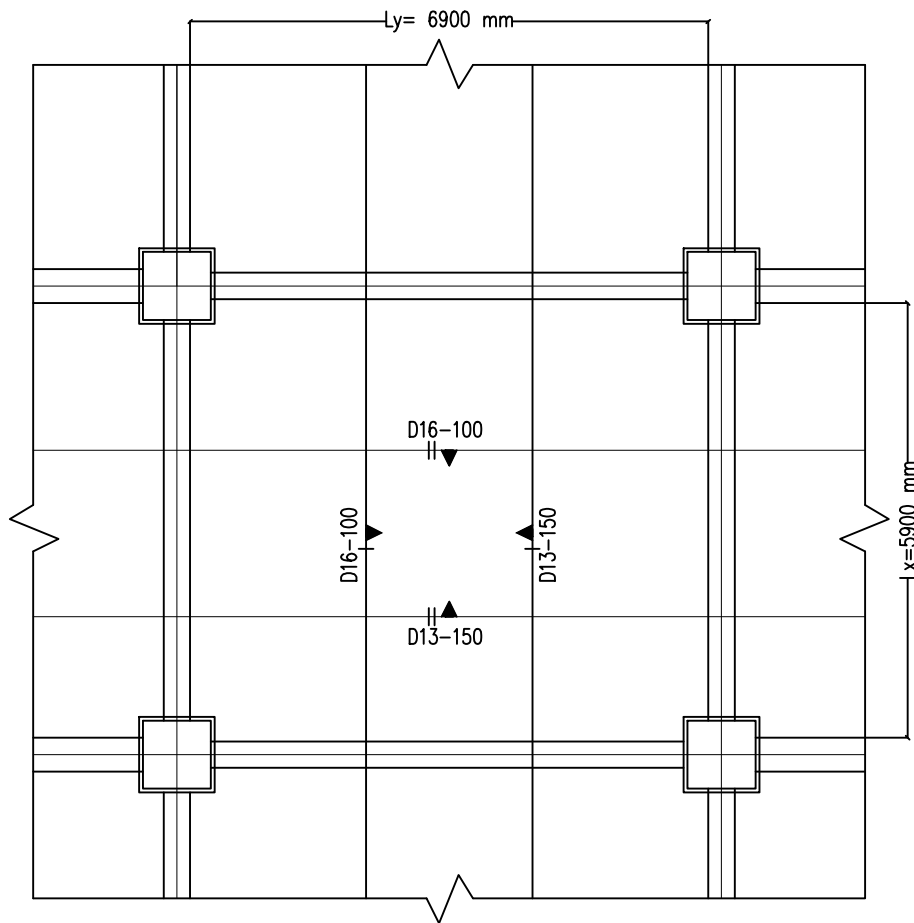




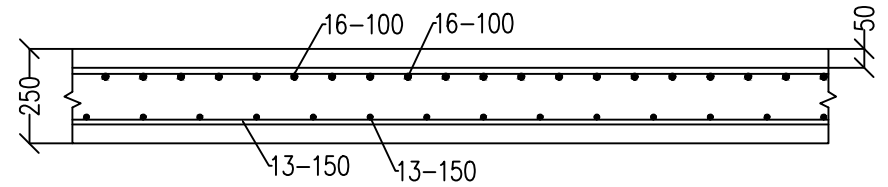
Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Denah Pondasi	1 : 400	17	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)

TYPE		A,B,C,D,F		TYPE		E	
2 ARAH				1 ARAH			
							
TULANGAN				TULANGAN			
ARAH X		ARAH Y		ARAH X		ARAH Y	
D10-150		D10-200		D10-150		D8-200	

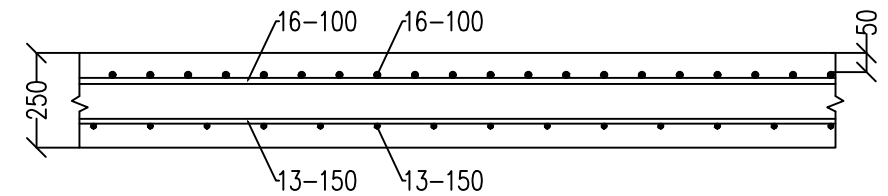





**PENULANGAN PELAT BASEMENT**  
 SKALA 1:75

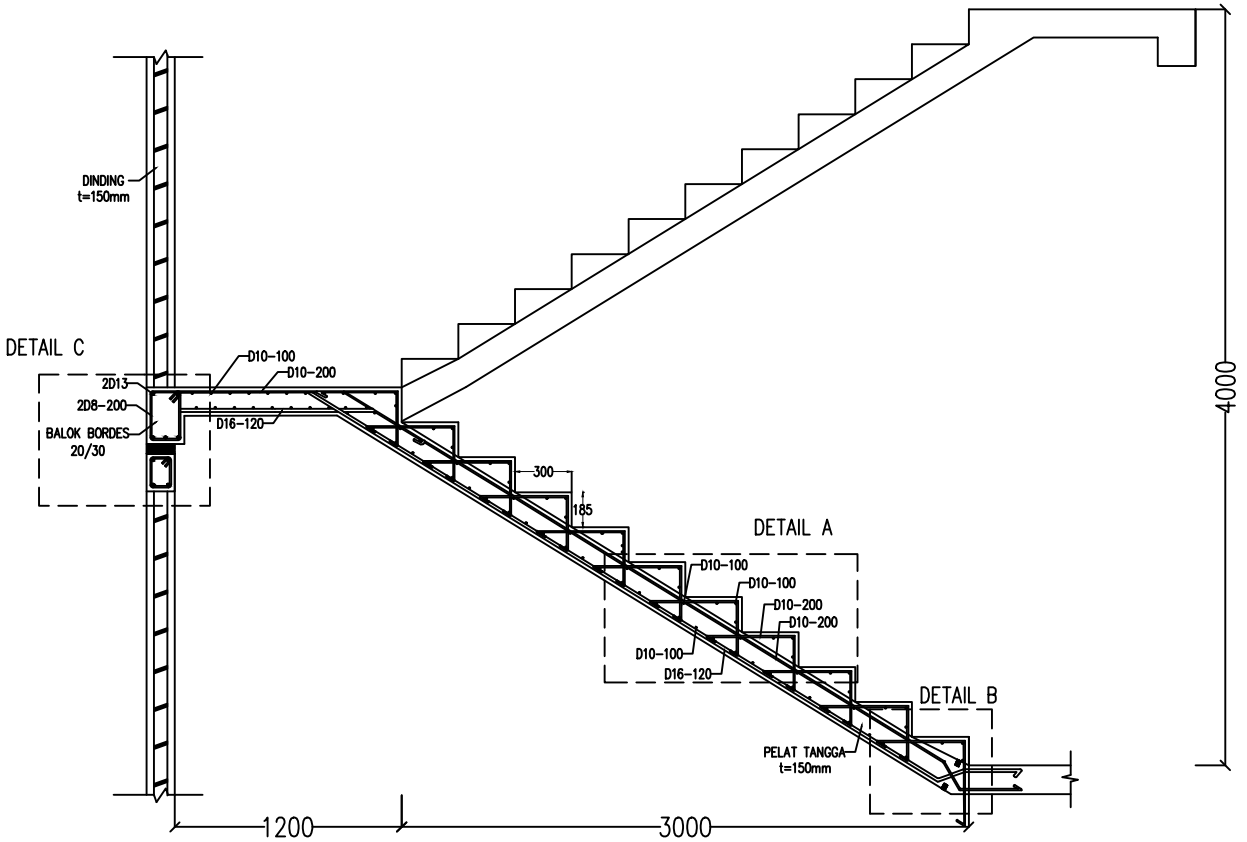



**POTONGAN ARAH X**  
 SKALA 1:16

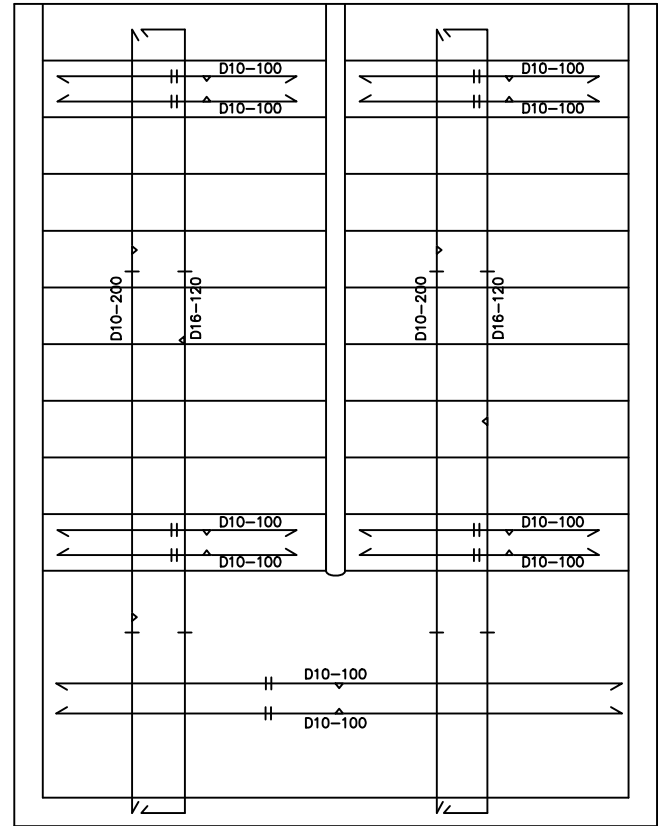



**POTONGAN ARAH Y**  
 SKALA 1:16

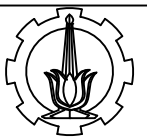




POTONGAN MEMANJANG PENULANGAN TANGGA  
SKALA 1: 40

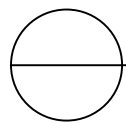
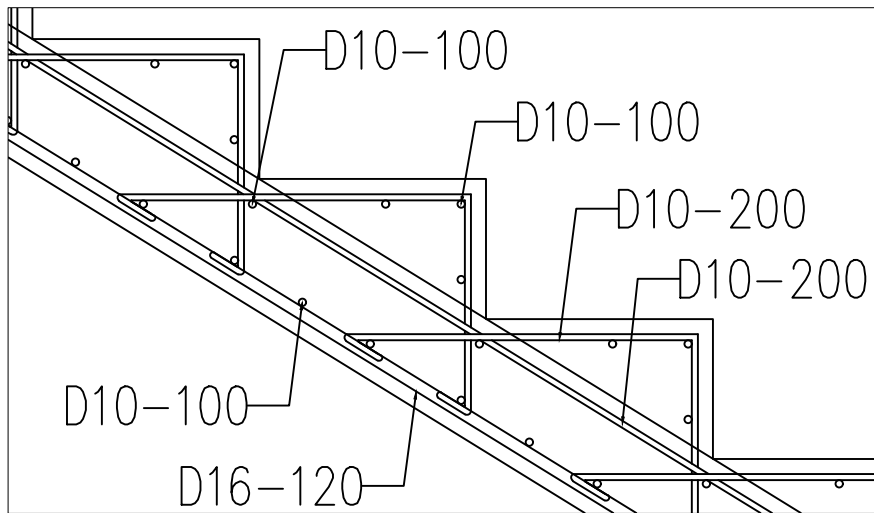


TAMPAK ATAS PENULANGAN TANGGA  
SKALA 1: 40



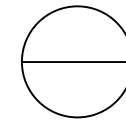
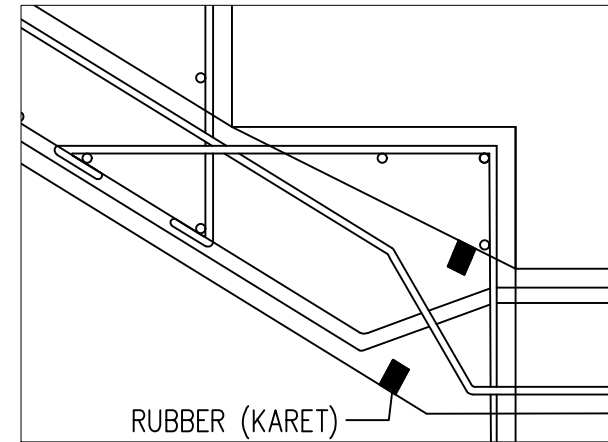
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Penulangan Tangga	1 : 40	21	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)



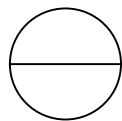
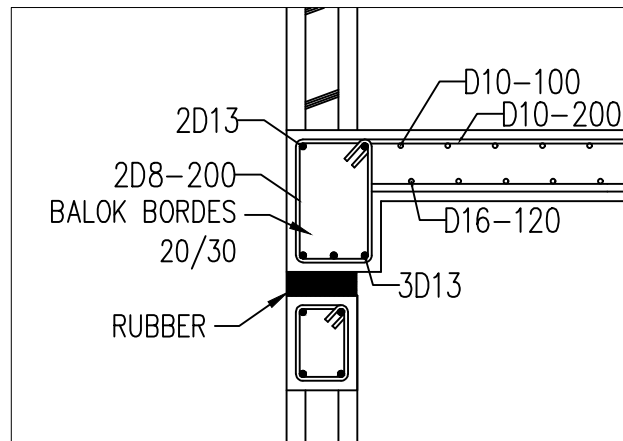
DETAIL A

SKALA 1:10



DETAIL B

SKALA 1:8



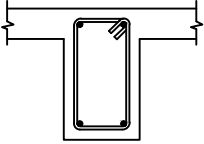
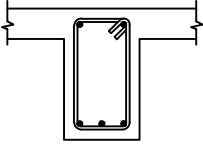
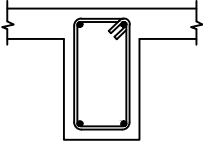
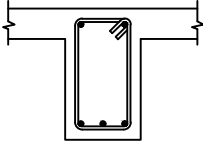
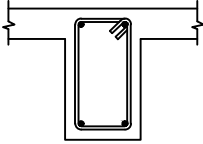
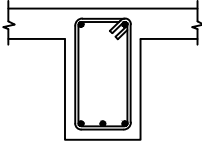
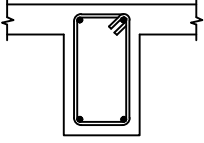
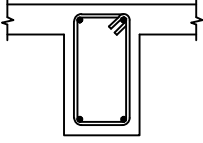
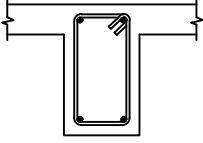
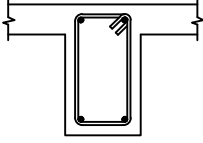
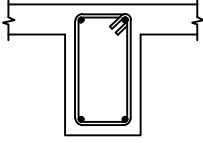
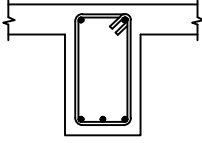
DETAIL C

SKALA 1:16



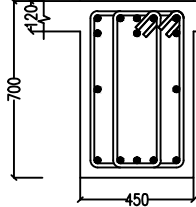
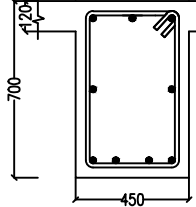
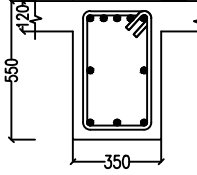
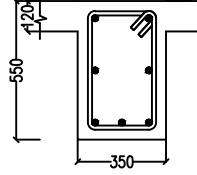
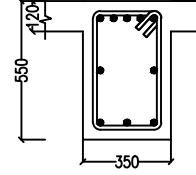
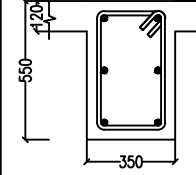
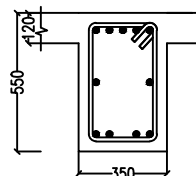
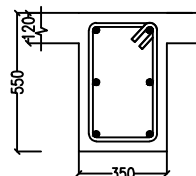
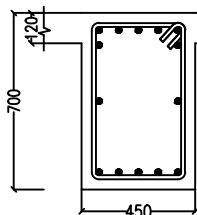
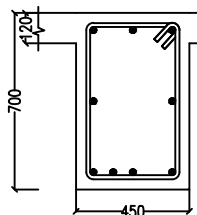
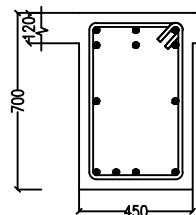
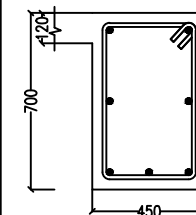
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Detail Penulangan Tangga	1 : 16	22	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)

TYPE	BA 1		BA 2		BA 3	
DIMENSI BXH(mm)	300 x 400		300 x 400		300 x 400	
PANJANG (mm)	8400		7200		6200	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN						
TUL. ATAS	2D19	2D19	2D19	2D20	2D19	2D19
TUL. BAWAH	2D19	3D19	2D19	3D20	2D19	3D19
SENGKANG	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150
TYPE	BA 4		BA 5		BA 6	
DIMENSI BXH(mm)	300 x 400		300 x 400		300 x 400	
PANJANG (mm)	5300		8400		8000	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN						
TUL. ATAS	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19
TUL. BAWAH	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	3D19
SENGKANG	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150





TYPE	BI 1		BI 2		BI 3	
DIMENSI BXH(mm)	450 x 700		350 x 550		350 x 550	
PANJANG (mm)	8400		7200		6200	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN						
TUL. ATAS	8D25	3D25	5D25	2D25	5D25	2D25
TUL. BAWAH	5D25	4D25	3D25	3D25	3D25	2D22
TUL. PINGGANG	2D25	4D25	2D25	2D25	2D25	2D25
SENGKANG	4D13-100	2D16-100	2D16-120	2D16-140	2D16-120	2D16-150
TYPE	BI 4		BI 5		BI 6	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 550		450 x 700		350 x 550	
PANJANG (mm)	5300		8400		8000	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN						
TUL. ATAS	6D25	3D25	7D25	3D25	5D25	2D25
TUL. BAWAH	4D25	3D25	5D25	4D25	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25
SENGKANG	2D16-100	2D16-130	2D16-100	2D16-130	2D16-120	2D16-150

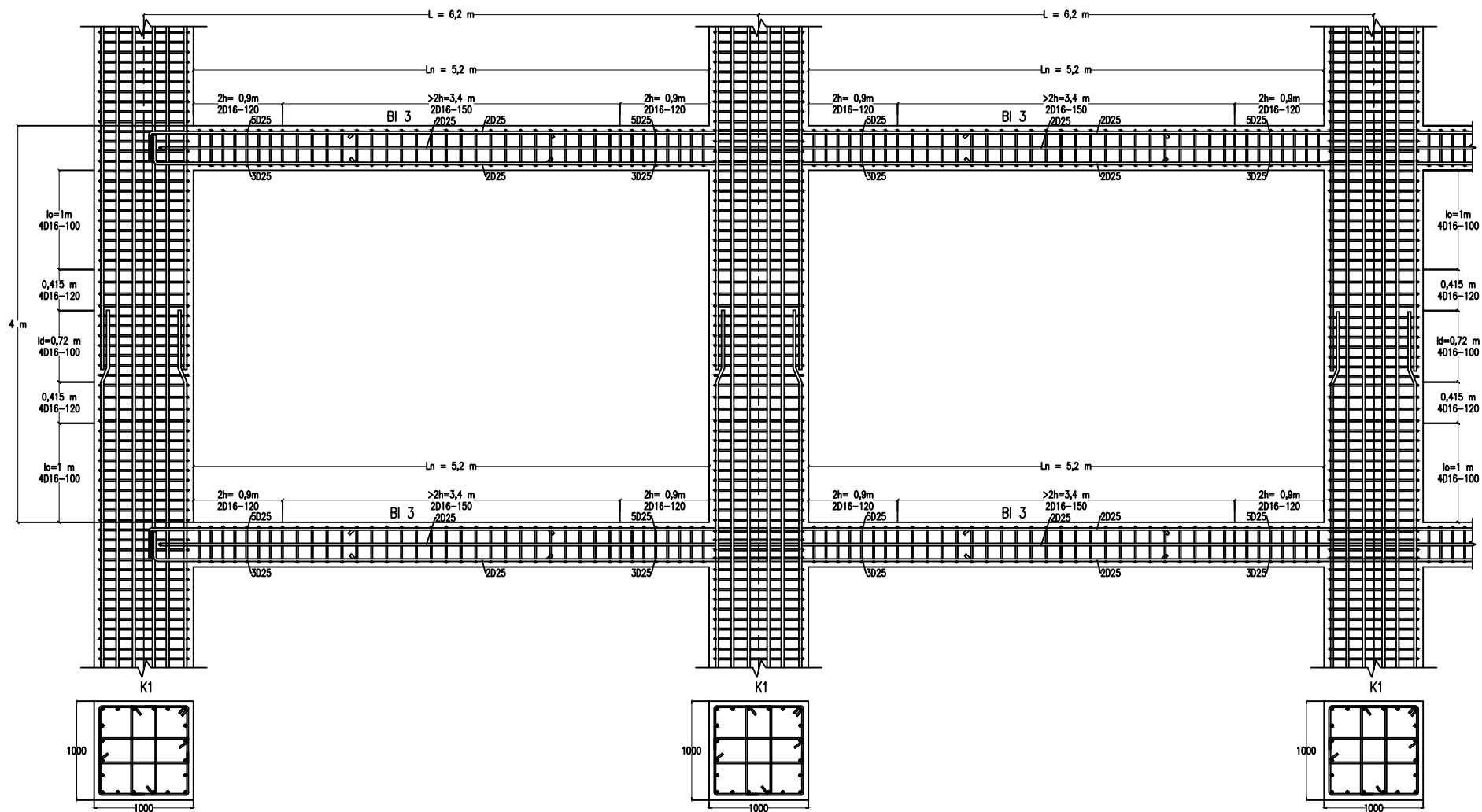


TYPE	BI 1		BI 2		BI 3	
DIMENSI BXH(mm)	450 x 700		350 x 550		350 x 550	
PANJANG (mm)	8400		7200		6200	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN						
TUL. ATAS	3D25	2D25	2D25	2D25	3D25	2D25
TUL. BAWAH	2D25	3D25	2D25	2D25	2D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	-	-	2D25	2D25
SENGKANG	2D16-140	2D16-160	2D16-150	2D16-200	2D16-120	2D16-140
TYPE	BI 4		BI 5			
DIMENSI BXH(mm)	350 x 550		500 x 1250			
PANJANG (mm)	5300		8400			
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN		LAPANGAN	
POTONGAN						
TUL. ATAS	2D25	2D25	6D25		6D25	
TUL. BAWAH	2D25	2D25	4D25		4D25	
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25		2D25	
SENGKANG	2D13-120	2D13-150	2D16-120		2D16-150	



TYPE	K1 (1000 x 1000)		K2 (800 X 800)
LT. Basement – 4		Lt .5 – 7	
TULANGAN	20D29	TULANGAN	16D29
SENGKANG	4D16–100/120	SENGKANG	4D16–100/120
TYPE	K3 (600 x 600)		K4 (500 X 500)
LT. 8–9		LT. 10–Atap	
TULANGAN	16D29	TULANGAN	12D32
SENGKANG	4D16–120/150	SENGKANG	4D16–120/150





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Detail Penulangan Hubungan  
Balok Kolom

Skala

1 : 60

No. Lembar

27

Jml Lembar

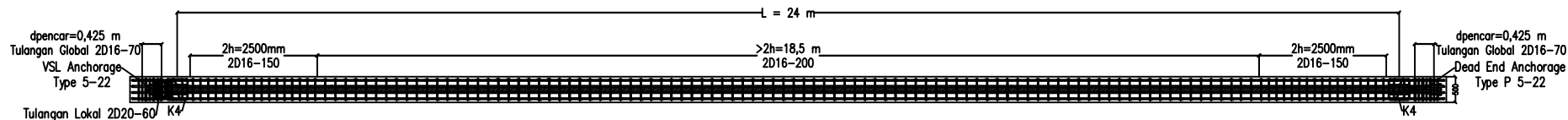
39

Dosen pembimbing

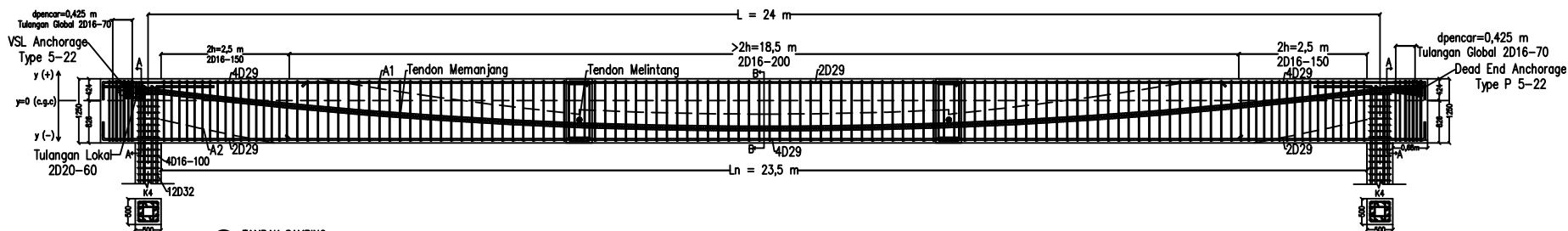
Prof. Dr. Ir I G.P.Raka

Nama & Nrp Mahasiswa

Putu Pradnyanita MW  
(03111540000105)



TAMPAK ATAS  
SKALA 1:125

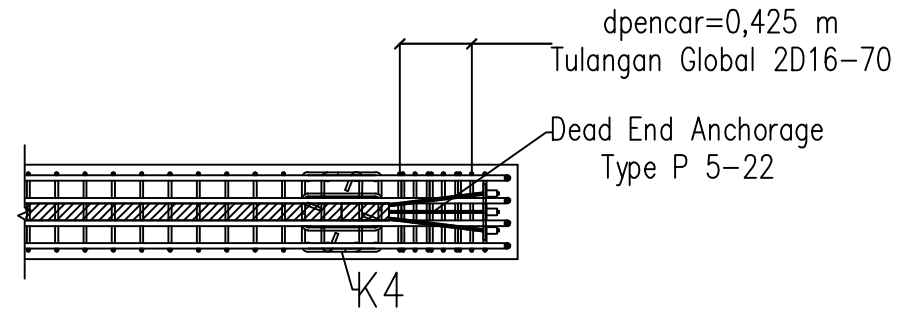
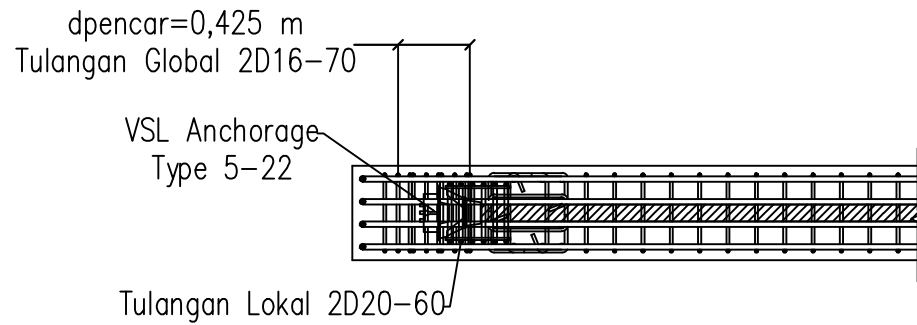


TAMPAK SAMPIING  
SKALA 1:125

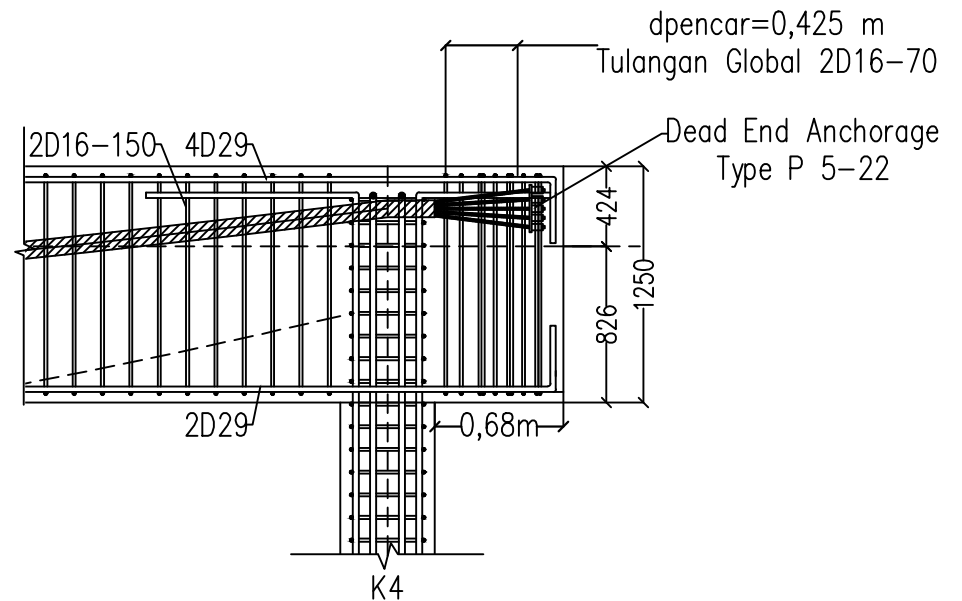
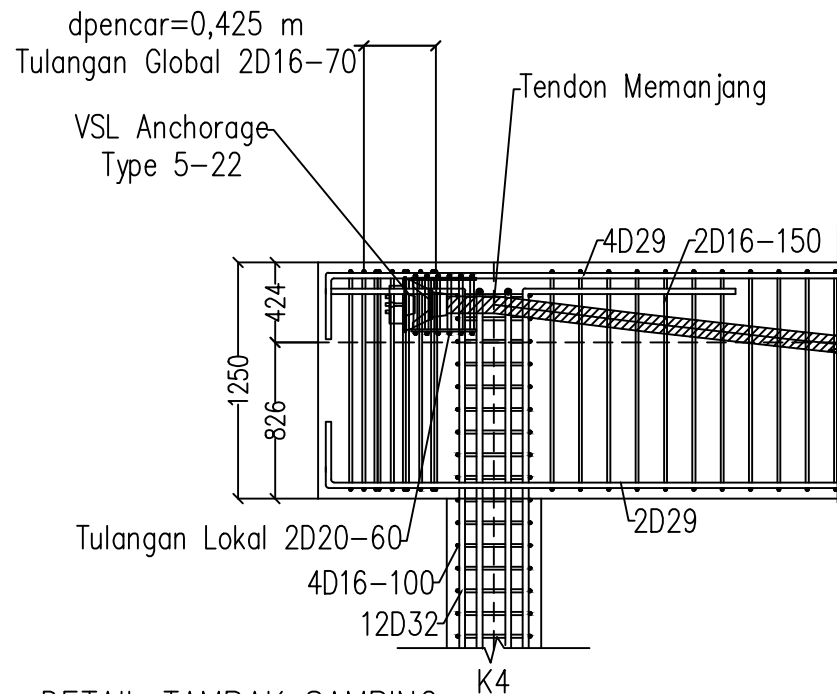
KOORDINAT TENDON BALOK ARAH MEMANJANG

x (m) \ y (mm)	0	1,4	2,8	4,2	5,6	7	8,4	10,2	12	13,8	15,6	17	18,4	19,8	21,2	22,6	24
A1	1044	800	524	282	70	-110	-268 -180	-242	-265	-241	-177 -263	-104	76	289	532	809	1053
T. Memanjang	200	36	-108	-231	-334	-416	-479	-529	-546	-529	-479	-416	-334	-231	-108	36	200
A2	-368	-532	-717	-880	-1023	-1145	-1145 -1252	-1234	-1249	-1233	-1191	-1142	-1020	-876	-712	-527	-363
T. Melintang							-376				-376						





DETAIL TAMPAK ATAS  
SKALA 1:30

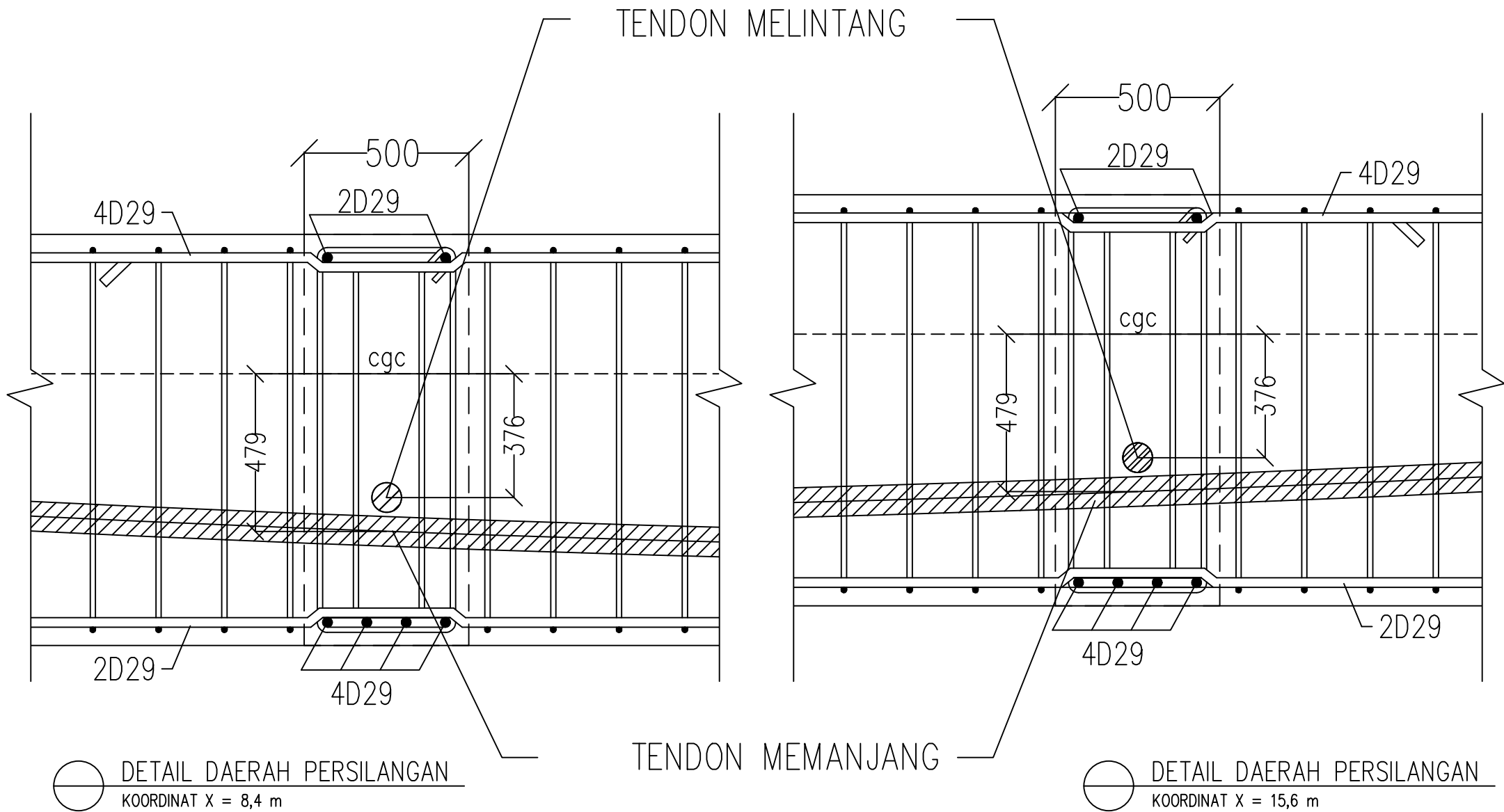


DETAIL TAMPAK SAMPIING  
SKALA 1:40

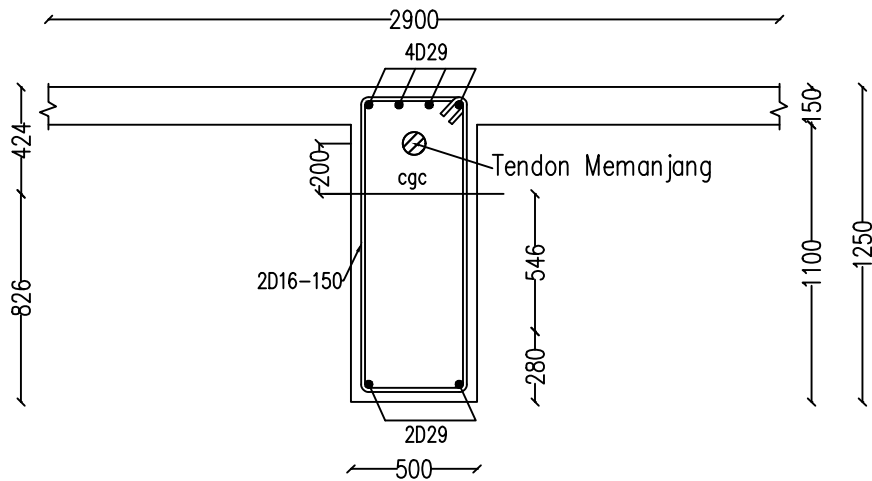


JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

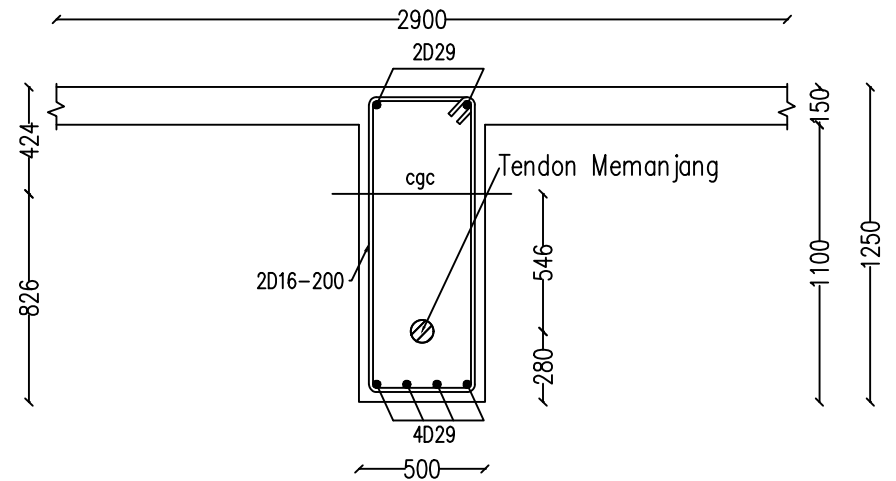
Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Balok Prategang Arah Memanjang	1 : 40	29	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)



Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml Lembar	Dosen pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Balok Prategang Arah Memanjang	1 : 16	30	39	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka	Putu Pradnyanita MW (03111540000105)



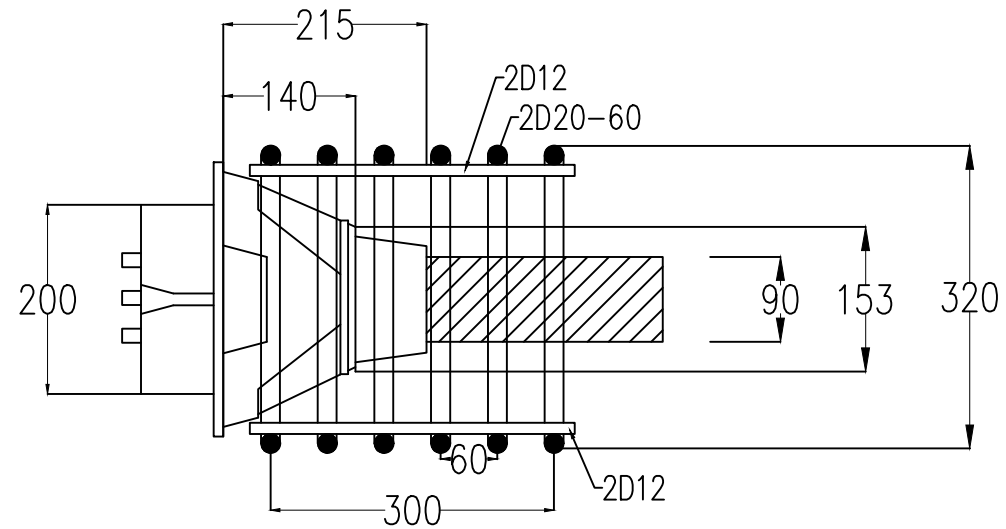
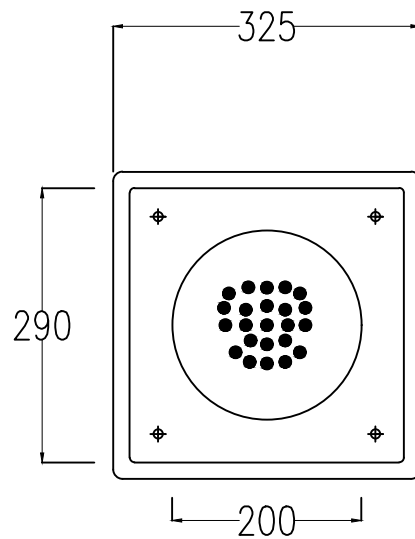
POTONGAN A-A  
SKALA 1:30



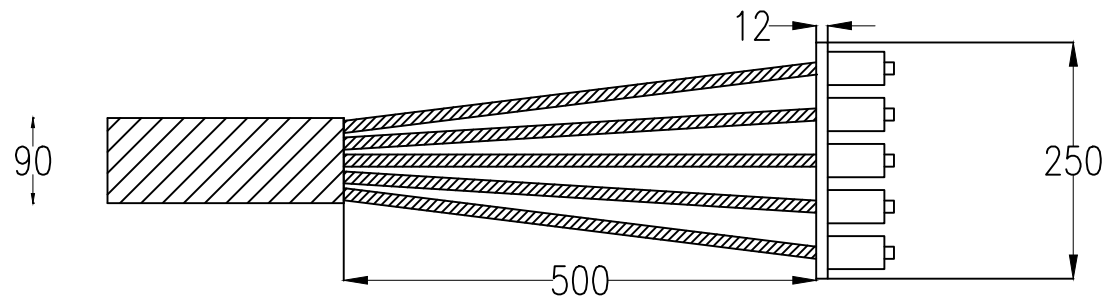
POTONGAN B-B  
SKALA 1:30



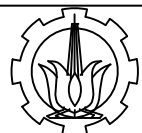


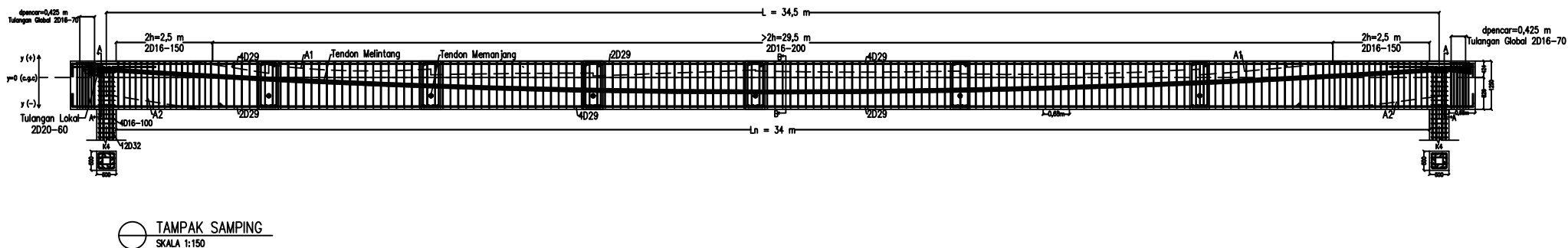
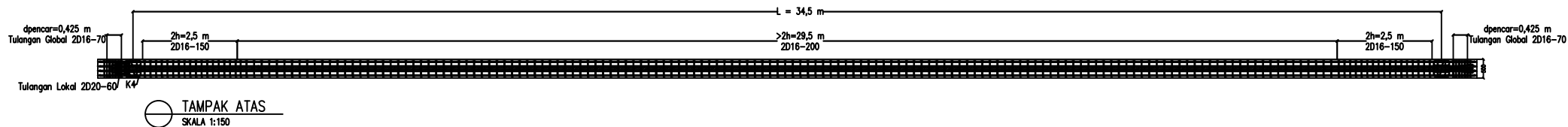


DETAIL VSL ANGHORAGE TYPE SC 5-22  
SKALA 1:8



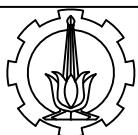
DETAIL VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P 5-22  
SKALA 1:8

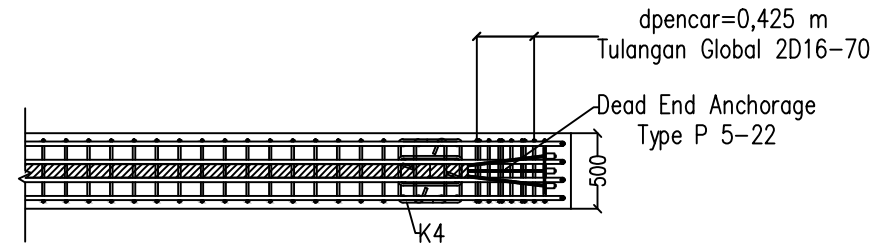
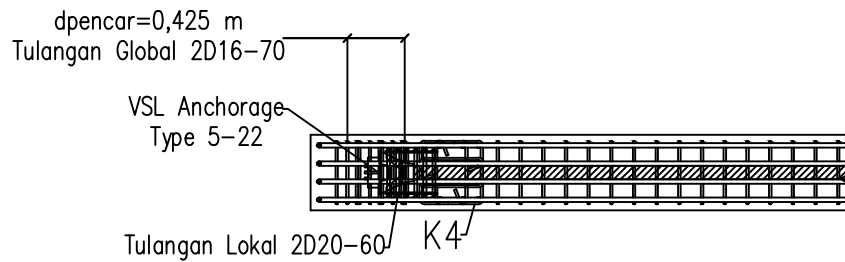




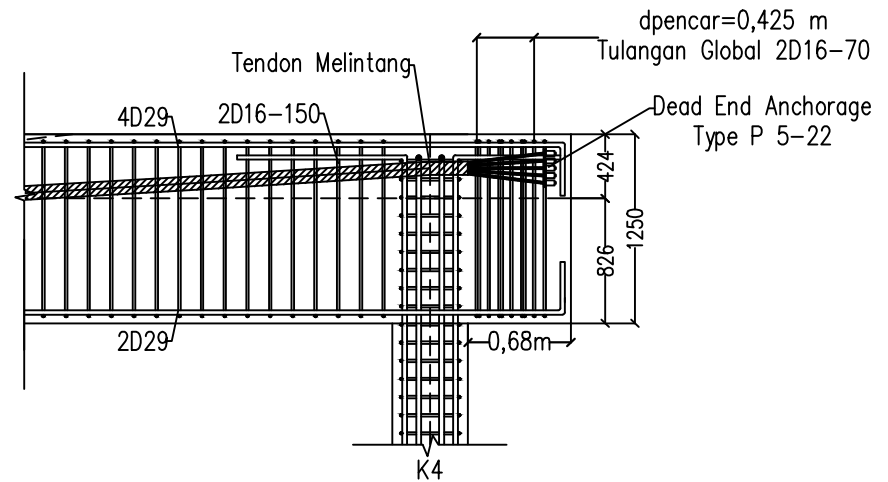
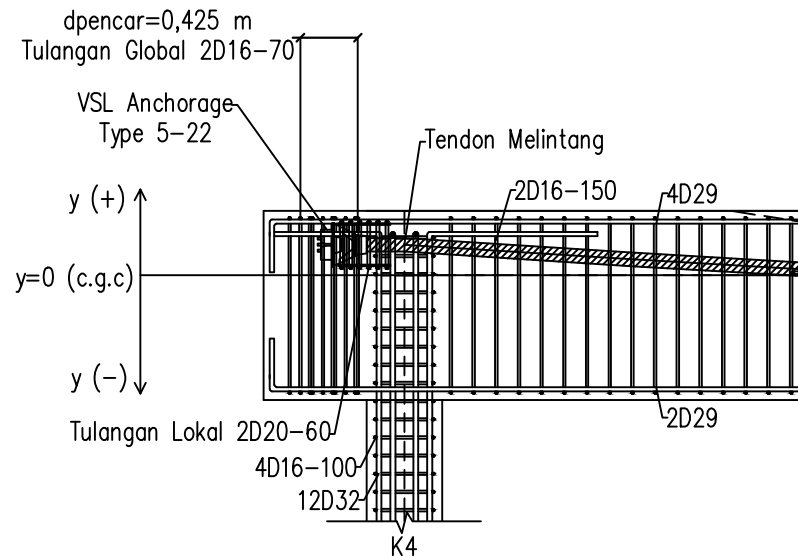
KOORDINAT TENDON BALOK ARAH MELINTANG

<div><div><div><div><div></div><div>x (mm)</div></div></div><div><div>y (mm)</div></div></div></div>	0	2,1	4,2	6,3	8,4	10,5	12,6	14,7	16,8	19,45	22,1	25,2	28,3	31,4	34,5
A1	766	434	<div><div>108</div><div>320</div></div>	171	<div><div>70</div><div>215</div></div>	102	<div><div>37</div><div>215</div></div>	117	<div><div>166</div><div>192</div></div>	135	<div><div>165</div><div>95</div></div>	89	<div><div>214</div><div>65</div></div>	343	723
T. Memanjang	200	68	-46	-144	-224	-288	-334	-363	-376	-367	-330	-254	-140	12	200
A2	-446	-675	<div><div>-900</div><div>-753</div></div>	-856	<div><div>-926</div><div>-826</div></div>	-903	<div><div>-948</div><div>-895</div></div>	-893	<div><div>-858</div><div>-841</div></div>	-878	<div><div>-857</div><div>-905</div></div>	-908	<div><div>-823</div><div>-925</div></div>	-735	-475
T. Melintang			-479		-479		-479		-479		-479		-479		



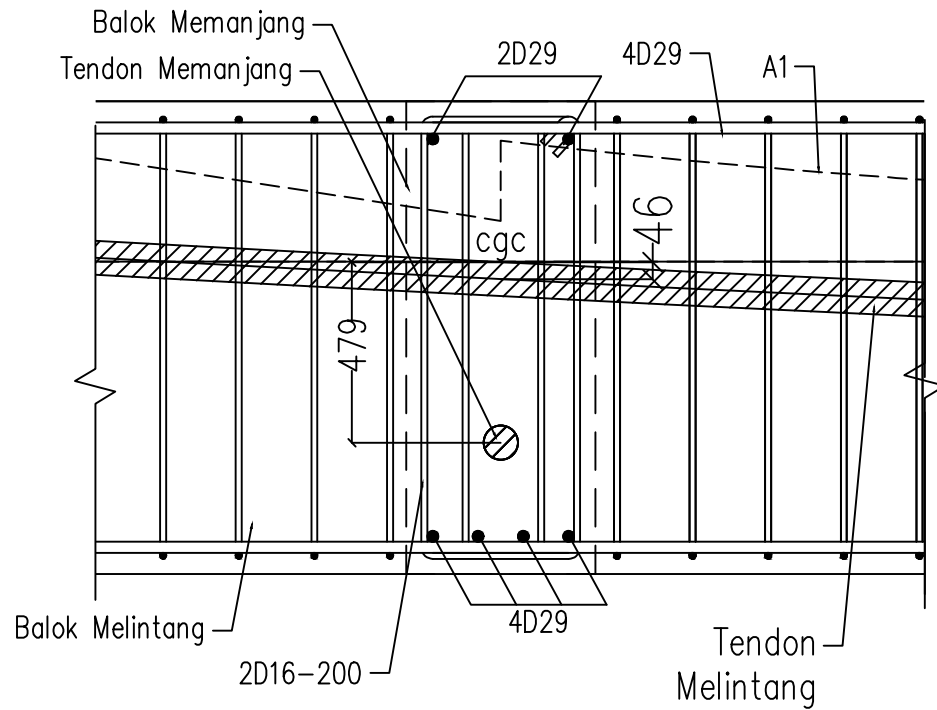


DETAIL TAMPAK ATAS  
SKALA 1:50

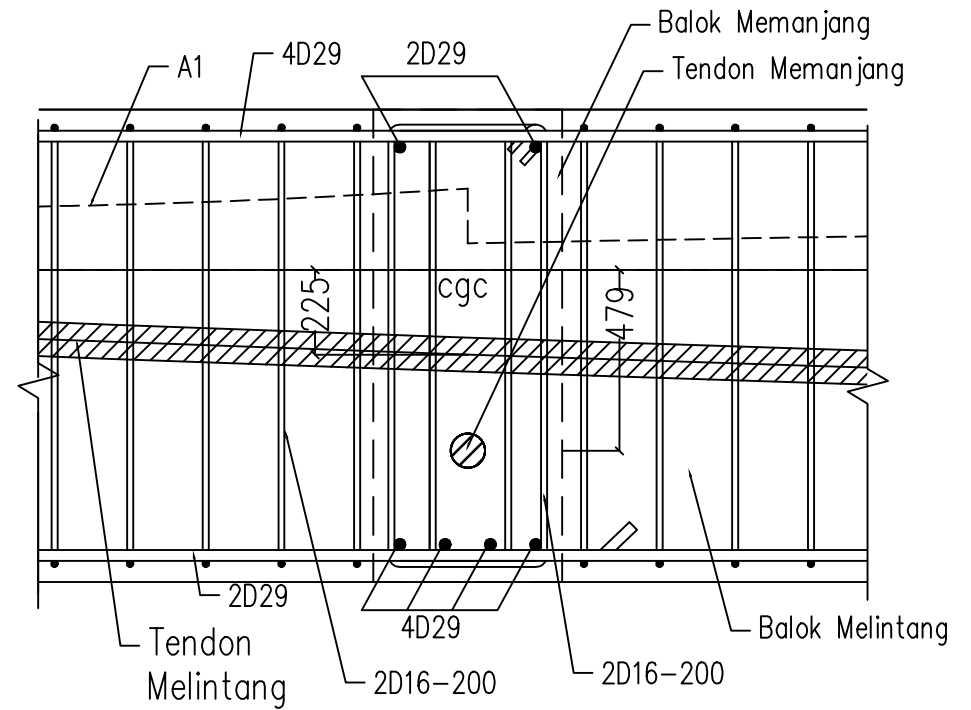


DETAIL TAMPAK SAMPIING  
SKALA 1:50



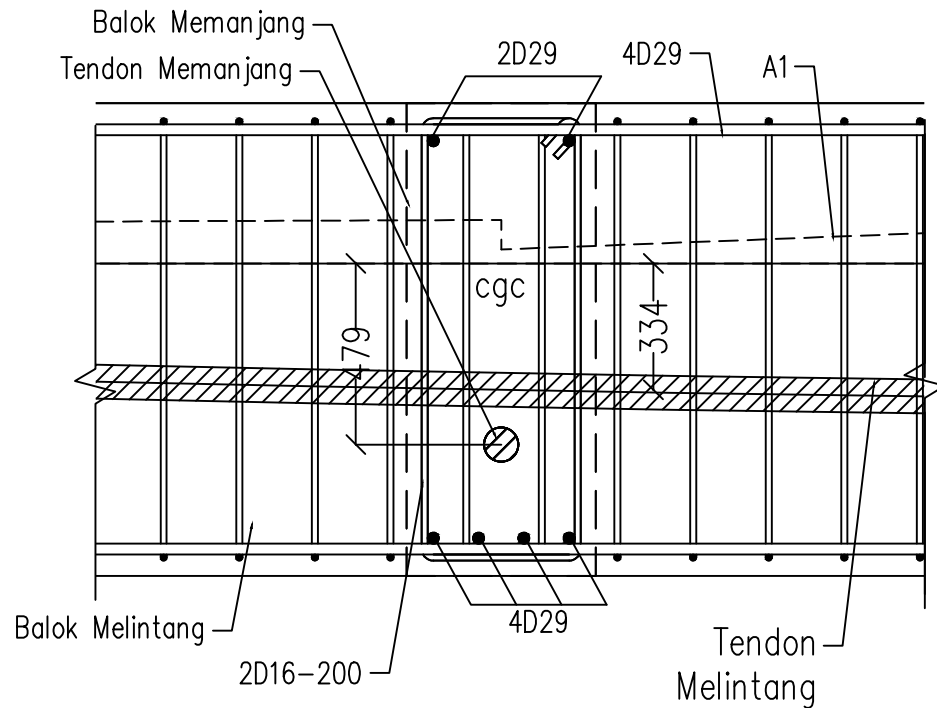


DETAIL DAERAH PERSILANGAN  
KOORDINAT X = 4,2 m

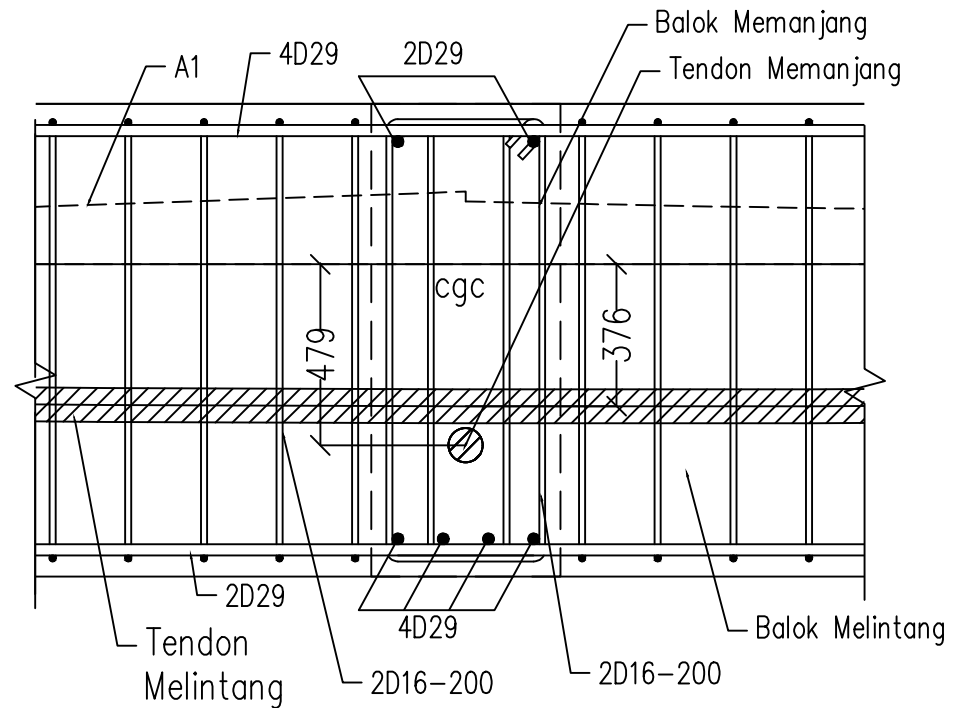


DETAIL DAERAH PERSILANGAN  
KOORDINAT X = 8,4 m



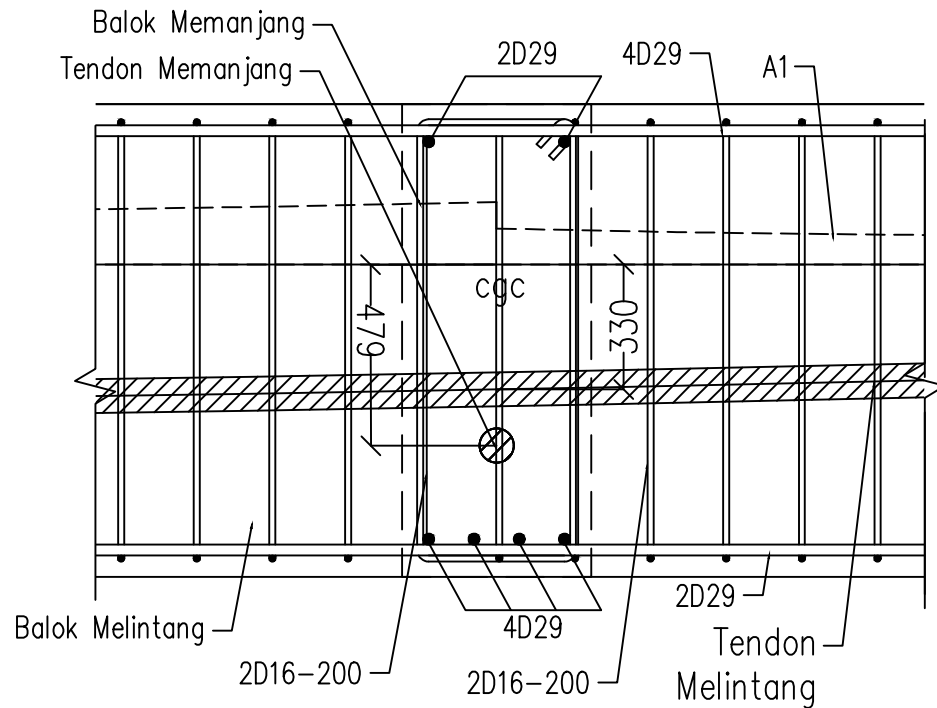


DETAIL DAERAH PERSILANGAN  
KOORDINAT X = 12,6 m

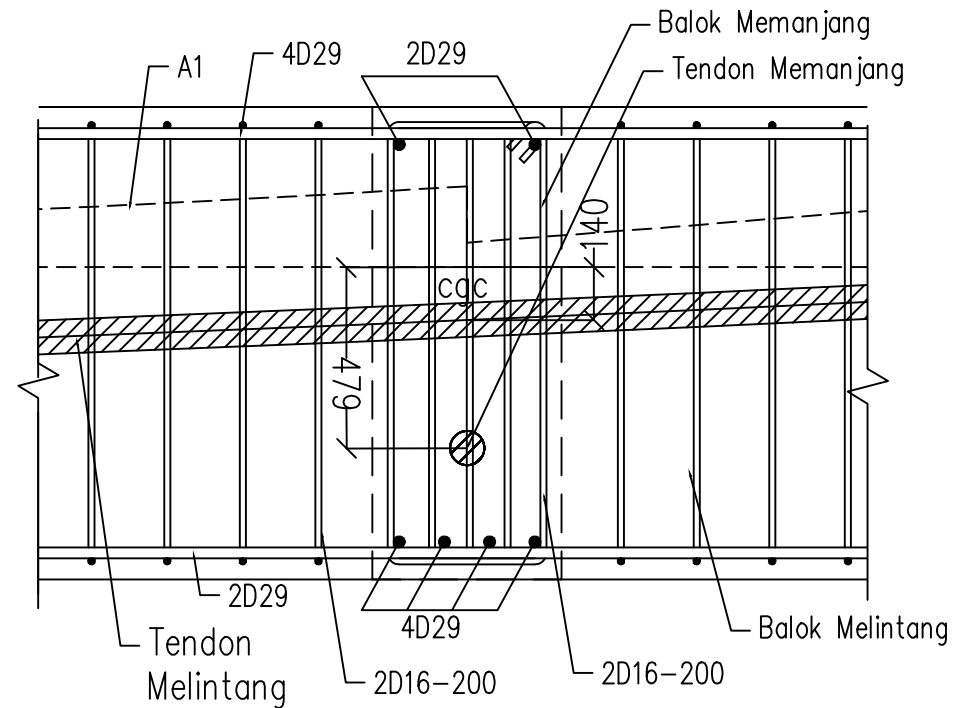


DETAIL DAERAH PERSILANGAN  
KOORDINAT X = 16,8 m



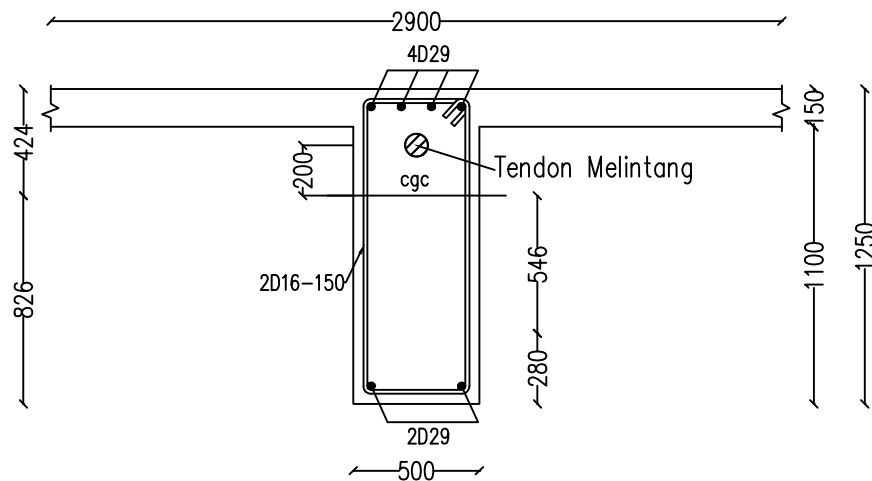


DETAIL DAERAH PERSILANGAN  
KOORDINAT X = 22,1 m

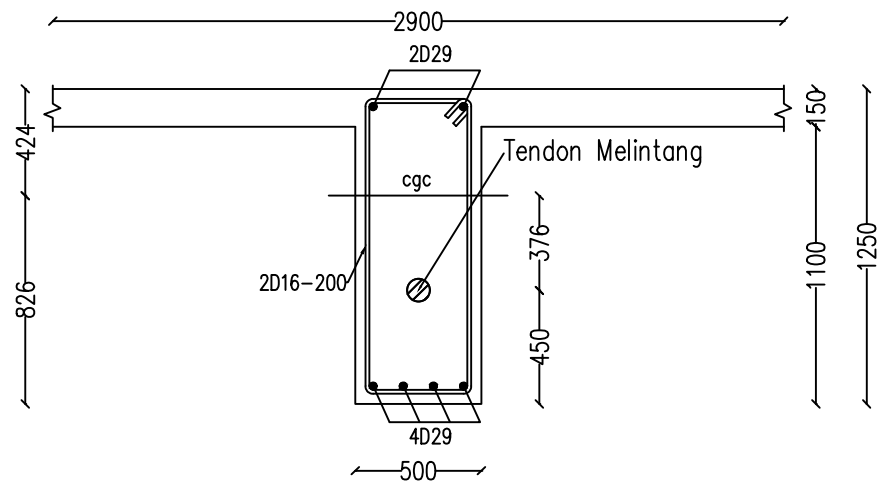


DETAIL DAERAH PERSILANGAN  
KOORDINAT X = 28,3 m

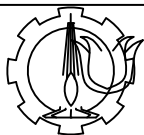


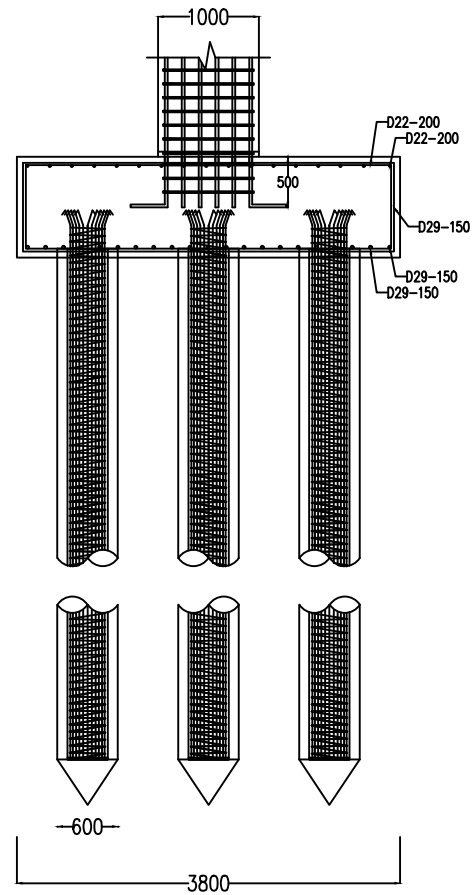


POTONGAN A-A  
SKALA 1:30

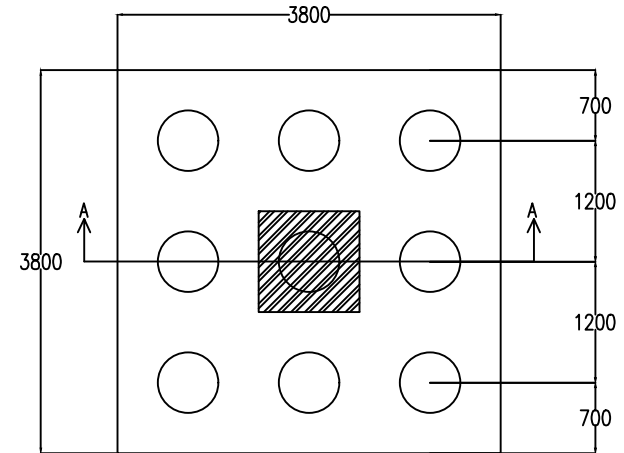


POTONGAN B-B  
SKALA 1:30

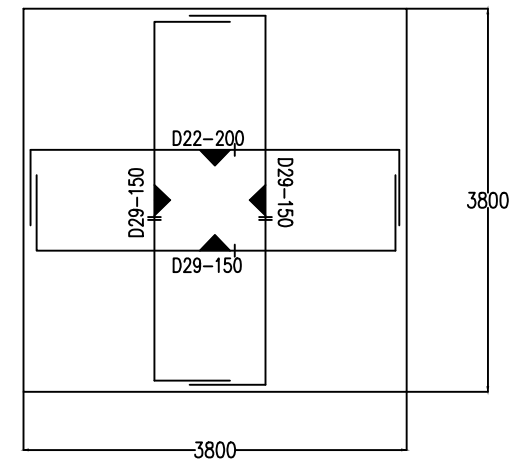




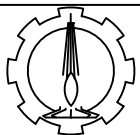
POTONGAN A-A  
SKALA 1:75



GROUP TIANG PANCANG  
SKALA 1:75



DETAIL PENULANGAN POER  
SKALA 1:75





# LOG BOR

Bor No **DB-01 (30m)**  
 Location **Kampus UHAMKA Fakultas Ekonomi, Pasar Rebo, Jakarta Timur**  
 Date **Agustus 2015**  
 Type **Wash Boring**

GWL	DEPTH (m)	LITHOLOGY	DESCRIPTION	Strength	UDS (m)	SPT (nBlow/15cm)				Graph
						N-1	N-2	N-3	N-Spt	
										0 80
	0		Clay: Lempung, coklat							
	-1									
	-2					3	6	7	13	
	-3				UDS-1 (2.50-3.00)					
	-4					2	3	5	8	
	-5				UDS-2 (4.50-5.00)					
	-6					4	6	8	14	
	-7			stiff						
	-8		Clay: Lempung, lanau, coklat			2	2	4	8	
	-9									
	-10					2	3	4	7	
	-11									
	-12					2	3	5	8	
	-13									
	-14					2	4	5	9	
	-15									
	-16					2	4	4	8	
	-17									
	-18					2	4	5	9	
	-19									
	-20					2	3	5	8	
	-21									
	-22					3	5	5	10	
	-23									
	-23.50			very stiff-hard						
	-24		Sand: Pasir halus, coklat			7	15	34	49	
	-25.00			hard						
	-26		Claystone: Batu lempung, coklat			21	28	33	61	
	-27			hard						
	-27.50									
	-28		Claystone: Batu lempung, abu-abu			17	26	37	63	
	-29									
	-30.00			hard		19	29	40	69	
	-31									

UDS  
SPT

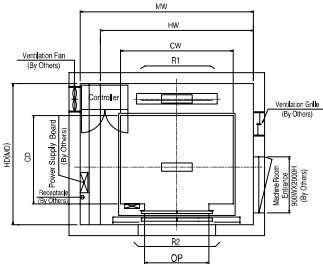
**Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang**

L (m)	Jenis tanah	N SPT	N SPT'	N1	ysat (t/m3)	y' (t/m3)	po (t/m2)	po kumulatif (t/m2)	N2	N2'	Asi (m2)	Cli	Cli * Asi	ΣCli * Asi (t)	Nrata	Qult (ton)	Qijin (ton)
0	Lempung	0	0	0	1,47	0	0	0	0	0	1,885	0	0	0	13,333	150,796	50,265
1	Lempung	6,5	7	7	1,622	0	0	0	28	14	1,885	0	0	0	15,500	175,301	58,434
2	Lempung	13	13	13	1,756	0,756	0,756	0,756	39,926	26,000	1,885	13,000	24,504	24,504	15,600	200,936	66,979
3	Lempung	10,5	11	11	1,711	0,711	0,711	1,467	27,729	22,000	1,885	11,000	20,735	45,239	16,445	231,225	77,075
4	Lempung	8	8	8	1,644	0,644	0,644	2,111	17,350	16,000	1,885	8,000	15,080	60,319	17,374	256,817	85,606
5	Lempung	11	11	11	1,711	0,711	0,711	2,822	20,669	20,669	1,885	10,334	19,480	79,799	17,221	274,566	91,522
6	Lempung	14	14	14	1,778	0,778	0,778	3,6	22,951	22,951	1,885	11,475	21,631	101,429	18,563	311,368	103,789
7	Lempung	11	11	11	1,711	0,711	0,711	4,311	16,150	16,150	1,885	8,075	15,221	116,651	18,047	320,761	106,920
8	Lempung	8	8	8	1,644	0,644	0,644	4,955	10,731	10,731	1,885	5,366	10,114	126,764	15,801	305,466	101,822
9	Lempung	7,5	8	8	1,644	0,644	0,644	5,599	9,878	9,878	1,885	4,939	9,310	136,074	14,118	295,750	98,583
10	Lempung	7	7	7	1,622	0,622	0,622	6,221	8,027	8,027	1,885	4,013	7,565	143,639	13,118	292,003	97,334
11	Lempung	7,5	8	8	1,644	0,644	0,644	6,865	8,542	8,542	1,885	4,271	8,051	151,690	11,641	283,346	94,449
12	Lempung	8	8	8	1,644	0,644	0,644	7,509	7,998	7,998	1,885	3,999	7,538	159,228	9,861	270,748	90,249
13	Lempung	8,5	9	9	1,667	0,667	0,667	8,176	8,850	8,850	1,885	4,425	8,341	167,569	8,913	268,372	89,457
14	Lempung	9	9	9	1,667	0,667	0,667	8,843	8,708	8,708	1,885	4,354	8,207	175,776	8,509	272,014	90,671
15	Lempung	8,5	9	9	1,667	0,667	0,667	9,51	8,569	8,569	1,885	4,285	8,076	183,853	8,313	277,875	92,625
16	Lempung	8	8	8	1,644	0,644	0,644	10,154	7,502	7,502	1,885	3,751	7,071	190,923	8,333	285,168	95,056
17	Lempung	8,5	9	9	1,667	0,667	0,667	10,821	8,310	8,310	1,885	4,155	7,832	198,755	8,273	292,320	97,440
18	Lempung	9	9	9	1,667	0,667	0,667	11,488	8,184	8,184	1,885	4,092	7,713	206,469	8,156	298,713	99,571
19	Lempung	8,5	9	9	1,667	0,667	0,667	12,155	8,062	8,062	1,885	4,031	7,598	214,067	8,029	304,871	101,624
20	Lempung	8	8	8	1,644	0,644	0,644	12,799	7,064	7,064	1,885	3,532	6,658	220,724	8,012	311,340	103,780
21	Lempung	9	9	9	1,667	0,667	0,667	13,466	7,832	7,832	1,885	3,916	7,381	228,106	8,830	327,966	109,322
22	Lempung	10	10	10	1,689	0,689	0,689	14,155	8,574	8,574	1,885	4,287	8,080	236,186	10,914	359,625	119,875
23	Lempung	29,5	30	18	2	1	1	15,155	15,109	15,109	1,885	7,554	14,240	250,426	13,200	399,713	133,238
24	Pasir	49	49	29,4	1,979	0,979	0,979	16,134	24,181	24,181	1,885	4,836	9,116	259,542	15,791	438,135	146,045
25	Pasir	55	55	33	2	1	1	17,134	26,595	26,595	1,885	5,319	10,026	269,568	18,386	477,504	159,168
26	Batu Lempung	61	61	36,6	2	1	1	18,134	28,913	28,913	1,885	14,457	27,250	296,818	21,093	535,379	178,460
27	Batu Lempung	62	62	37,2	2	1	1	19,134	28,818	28,818	1,885	14,409	27,161	323,978	23,806	593,220	197,740
28	Batu Lempung	63	63	37,8	2	1	1	20,134	28,727	28,727	1,885	14,363	27,074	351,053	26,523	651,024	217,008
29	Batu Lempung	66	66	39,6	2	1	1	21,134	29,534	29,534	1,885	14,767	27,835	378,887	28,154	697,301	232,434
30	Batu Lempung	69	69	41,4	2	1	1	22,134	30,311	30,311	1,885	15,155	28,567	407,455	28,816	733,358	244,453

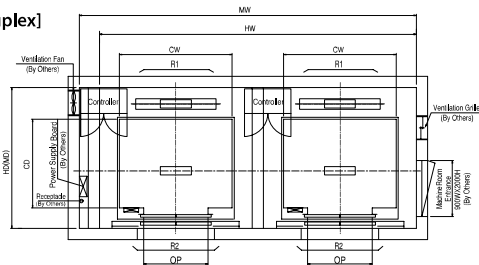
## Technical Data

### I Hoistway & Machine Room Plan

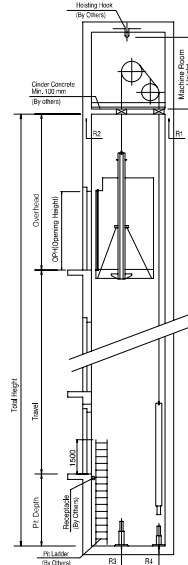
#### [Simplex]



#### [Duplex]



### I Hoistway Section



### I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travels≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travels≤100	4300			4500
		1150/1600	Travels≤80	4300			4500
			80<Travels≤100	4650			3000
	1.5	450~1000	Travels≤100	4400	1450		3000
		1350	Travels≤100	4400			4500
		1150/1600	Travels≤80	4400			4500
			80<Travels≤100	4750			3000
	1.75	450~1000	Travels≤100	4500	1600		3000
		1350	Travels≤100	4500			4500
		1150/1600	Travels≤80	4500			4500
			80<Travels≤100	4850			3000
MS2021	1	410~1025	Travels≤100	4200	1400	2550	3000
		1365	Travels≤100	4300		2400	4500
		1160/1365	Travels≤80	4300		2550	3000
			80<Travels≤100	4650		2400	4500
	1.5	410~1025	Travels≤100	4400	1450	2550	3000
		1365	Travels≤100	4400		2400	4500
		1160/1365	Travels≤80	4400		2550	3000
			80<Travels≤100	4750		2400	4500
	1.75	410~1025	Travels≤100	4500	1600	2550	3000
		1365	Travels≤100	4500		2400	4500
		1160/1365	Travels≤80	4500		2550	3000
			80<Travels≤100	4850		2400	4500
Standard / EN	2	800~1600	Travels≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			5300	2200		

## Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700



## STRAND PROPERTIES – TO AS1311

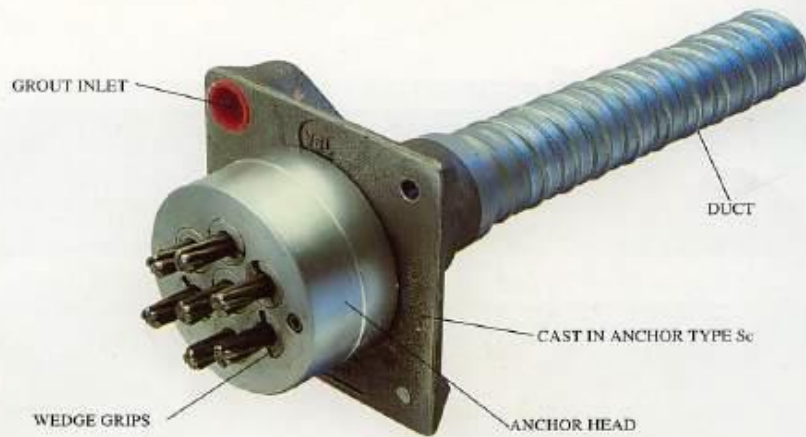
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm <sup>2</sup>	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 <sup>1</sup>

## TENDON PROPERTIES

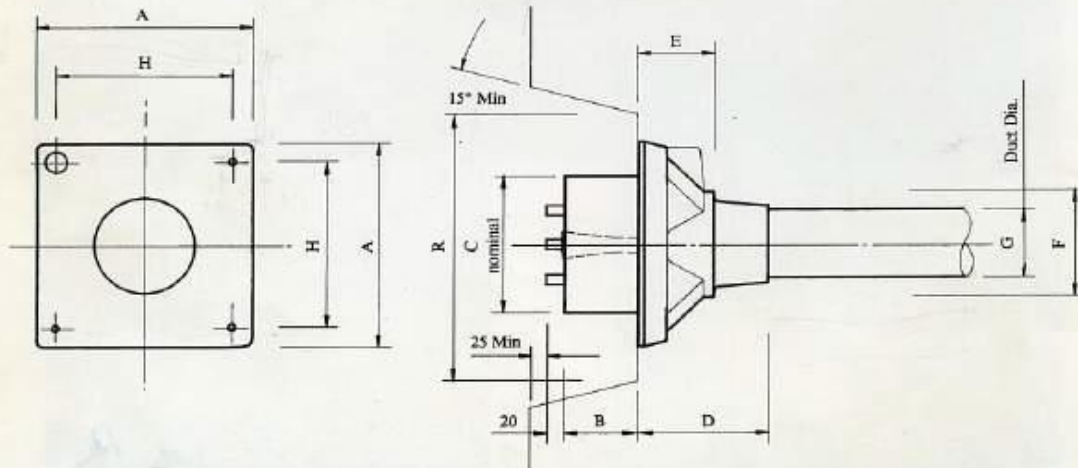
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.  
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.  
 3. Duct external dia. = 1 Dia. + 6mm nominal  
 4. Corrugated polyethylene PT-Plus<sup>TM</sup> duct is also available, refer page 14.  
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc  
LIVE END

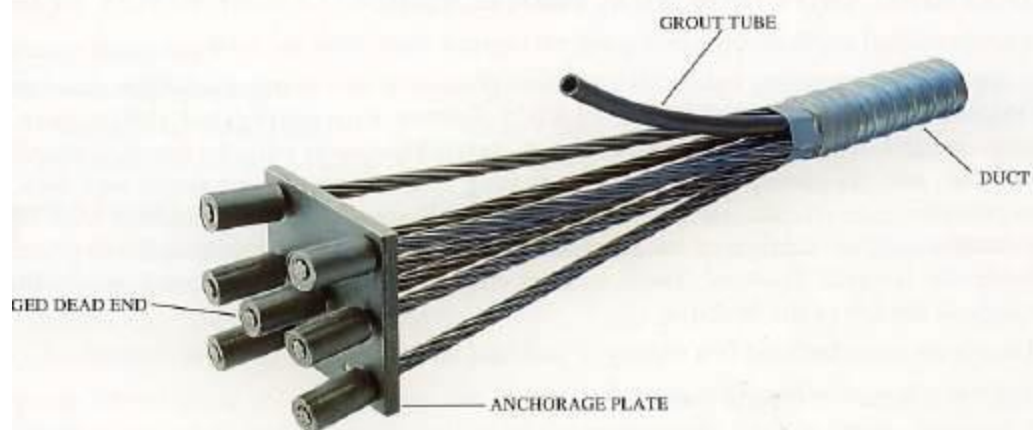


TENDON UNIT		Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750
STRAND TYPE 15.2mm	5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750
	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

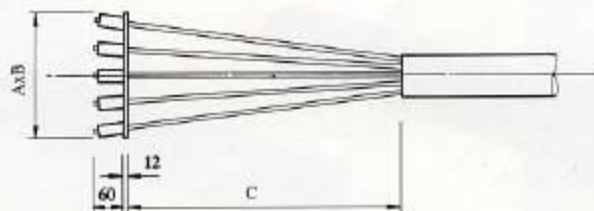
Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.

Refer VSL office for details.

\*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
Dimensions (mm)			
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
Dimensions (mm)			
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000



# BROCHURE

# THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



*Innovation and Trust*



PT CITRA LAUTAN TEDUH





# PC PILES

## DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

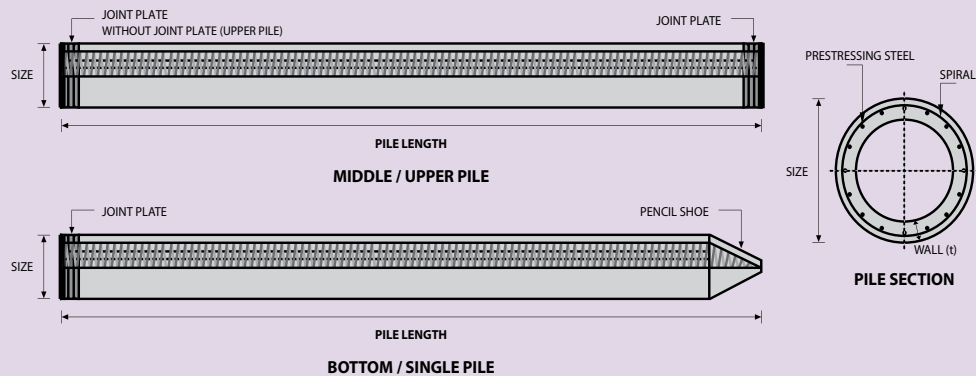
## DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

## MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



### PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section ( $\text{cm}^2$ )	Section Inertia ( $\text{cm}^4$ )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Break			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

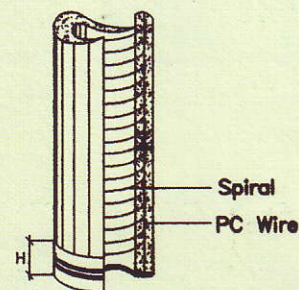
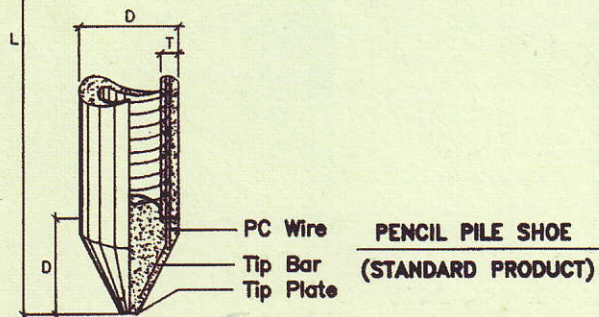
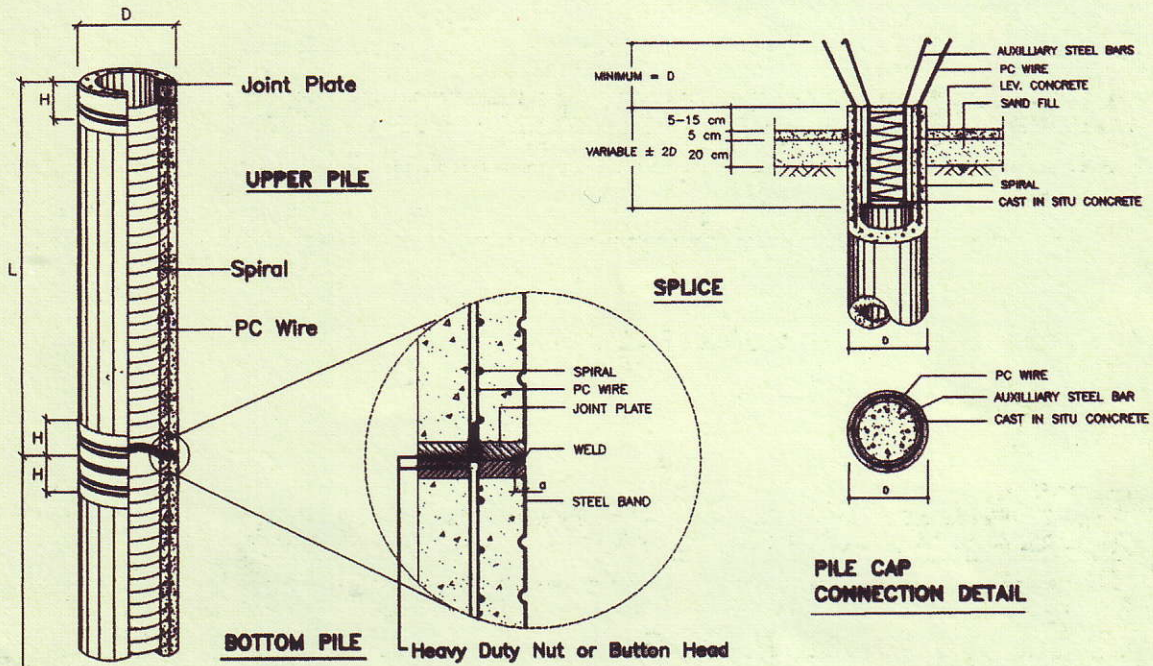
Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Note : \*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

\*\*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

\*\*) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe





## Mamira Pile Shoe (Special design)

## Thickness of Weld

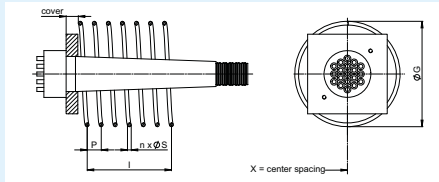
D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10



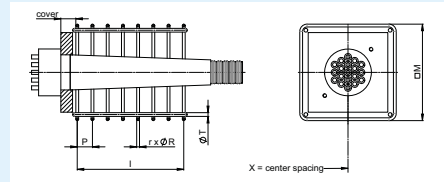
**Multistrand Post-Tensioning System**  
**Internal Bonded Post-Tensioning**  
**ANCHORAGE TYPE E 0.5 (strand 186 kN)**  
**LOCAL ZONE REINFORCEMENT  $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$**



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-1	180	45	8	65	4 85	110	55	10	65	3 85 8
5-3	200	40	10	130	5 150	120	40	12	130	4 150 8
5-4	200	50	12	150	4 170	180	60	16	150	4 170 8
5-7	325	65	16	200	5 220	180	45	16	200	5 220 8
5-12	300	50	16	270	6 290	275	55	20	270	6 290 10
5-19	360	40	16	340	9 360	325	65	25	340	6 360 12
5-22	385	55	20	370	7 390	360	60	25	370	7 390 16
5-31	450	50	20	440	9 460	400	50	25	440	9 460 16
5-37	495	45	20	485	11 505	450	50	25	485	10 505 16
5-43	585	65	25	525	9 545	490	70	32	525	8 545 20
5-55	600	60	25	595	10 615	585	65	32	595	10 615 20

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-1	210	70	8	65	3 85	110	55	8	65	3 85 8
5-3	160	40	10	115	4 135	120	40	12	115	4 135 8
5-4	225	45	12	130	5 150	165	55	16	130	4 150 8
5-7	260	65	16	180	4 200	200	40	16	180	6 200 8
5-12	270	45	16	235	6 255	225	45	20	235	6 255 8
5-19	330	55	20	300	6 320	275	55	25	300	6 320 10
5-22	350	50	20	325	7 345	300	50	25	325	7 345 12
5-31	405	45	20	390	9 410	375	75	32	390	6 410 16
5-37	455	65	25	430	7 450	420	70	32	430	7 450 16
5-43	495	55	25	465	9 485	420	60	32	465	8 485 16
5-55	550	50	25	525	11 545	480	60	32	530	9 550 20

**Notes**

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement  $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength  $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}}$  in MPa at stressing

Strand  $A_p = 100 \text{ mm}^2$ ,  $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$  (GUTS),  $F_{pk} = 186 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

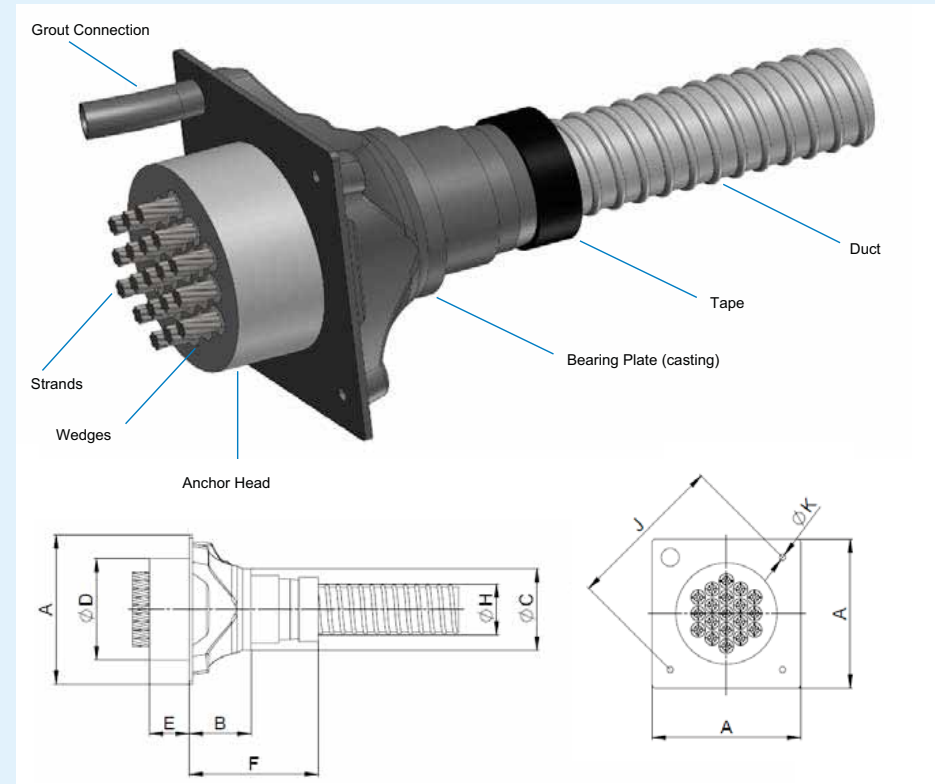
CONCRETE 32/40 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-1	220	55	8	65	4 85	80	40	8	65	3 85 8
5-3	220	55	12	120	4 140	130	65	16	120	3 140 8
5-4	200	50	12	140	4 160	180	60	16	140	4 160 8
5-7	280	70	16	190	4 210	180	45	16	190	5 210 8
5-12	300	50	16	250	6 270	250	50	20	250	6 270 10
5-19	320	40	16	320	8 340	325	65	25	320	6 340 12
5-22	385	55	20	345	7 365	360	60	25	345	7 365 12
5-31	405	45	20	410	9 430	400	50	25	410	9 430 16
5-37	450	45	20	455	10 475	480	80	32	455	7 475 16
5-43	540	60	25	490	9 510	490	70	32	490	8 510 16
5-55	550	55	25	555	10 575	520	65	32	555	9 575 20

CONCRETE 40/50 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-1	210	70	8	65	3 85	70	70	8	65	2 85 8
5-3	200	50	10	115	4 135	135	45	12	115	4 135 8
5-4	225	45	12	125	5 145	165	55	16	125	4 145 8
5-7	260	65	16	170	4 190	160	40	16	170	5 190 8
5-12	270	45	16	225	6 245	225	45	20	225	6 245 8
5-19	330	55	20	285	6 305	275	55	25	285	6 305 10
5-22	350	50	20	310	7 330	300	50	25	310	7 330 12
5-31	405	45	20	370	9 390	375	75	32	370	6 390 16
5-37	480	60	25	405	8 425	420	70	32	405	7 425 16
5-43	495	55	25	440	9 460	420	60	32	440	8 460 16
5-55	500	50	25	500	10 520	480	60	32	505	9 525 20

**Multistrand Post-Tensioning System**  
**Internal Bonded Post-Tensioning**  
**ANCHORAGE TYPE SC 0.5**



Unit	⊠A	B	ØC	ØD	E	F	ØH <sup>(2)</sup>	J <sup>(1)</sup>	ØK
5-4	135	100	42	90	46	100	42	134	11
5-7	165	100	57	110	51	100	57	177	11
5-12	215	160	75	150	56	160	75	212	11
5-19	265	210	90	180	71	210	100	283	11
5-22	290	215	100	190	80	215	100	318	11
5-27	315	300	100	220	85	300	100	354	11
5-31	315	300	110	230	90	300	110	354	11
5-37	370	320	120	240	100	320	120	431	11
5-42	390	340	129	260	105	340	129	460	11
5-48	430	340	138	280	125	340	138	516	11
5-55	465	340	153	290	125	340	153	566	13

**Notes**

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with  $A_p = 100 \text{ mm}^2$

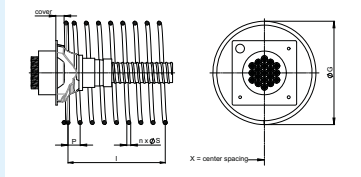
(1) J- spacing of bolts for fixation to formwork

(2) ØH-Inner exit diameter of casting

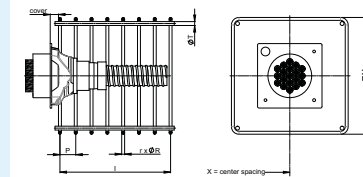
**Multistrand Post-Tensioning System**  
**Internal Bonded Post-Tensioning**  
**ANCHORAGE TYPE SC 0.5 (strand 186 kN)**  
**LOCAL ZONE REINFORCEMENT  $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$**



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 20/25 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement							
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r	X	ØT	
5-4	250	50	10	180	5	200	50	12	180	5	200	8	
5-7	300	50	12	240	6	260	65	16	240	5	260	10	
5-12	320	40	12	320	8	340	300	50	16	320	7	340	12
5-19	440	55	16	405	8	425	400	40	16	405	11	425	16
5-22	450	50	16	435	9	455	420	60	20	435	8	455	16
5-27	495	45	16	485	11	505	440	55	20	485	9	505	16
5-31	520	40	16	520	13	540	500	50	20	520	11	540	20
5-37	560	40	16	575	14	595	540	45	20	575	13	595	20
5-42	600	60	20	610	10	630	585	45	20	610	14	630	20
5-48	660	55	20	655	12	675	650	65	25	655	11	675	25
5-55	700	50	20	700	14	720	660	60	25	700	12	720	25

CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement							
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT		
5-4	225	45	10	150	5	170	150	50	12	150	4	170	8
5-7	225	45	12	200	5	220	180	60	16	200	4	220	8
5-12	350	70	16	270	5	290	250	50	16	270	6	290	10
5-19	385	55	16	340	7	360	320	40	16	340	9	360	12
5-22	400	50	16	370	8	390	385	55	20	370	8	390	16
5-27	405	45	16	410	9	430	400	50	20	410	9	430	16
5-31	440	40	16	440	11	460	405	45	20	440	10	460	16
5-37	480	40	16	485	12	505	450	45	20	485	11	505	16
5-42	540	60	20	520	9	540	520	65	25	520	9	540	20
5-48	550	55	20	555	10	575	520	65	25	555	9	575	20
5-55	600	50	20	595	12	615	540	60	25	595	10	615	20

CONCRETE 36/45 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement							
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT		
5-4	220	55	10	135	4	155	165	55	12	135	4	155	8
5-7	250	50	12	180	5	200	195	60	16	180	4	200	8
5-12	350	70	16	235	5	255	250	50	16	235	6	255	8
5-19	330	55	16	300	6	320	280	40	16	300	8	320	10
5-22	350	50	16	325	7	345	300	60	20	325	6	345	12
5-27	400	50	16	365	8	385	330	55	20	365	7	385	12
5-31	400	40	16	390	10	410	360	45	20	390	9	410	16
5-37	440	40	16	430	11	450	405	45	20	430	10	450	16
5-42	440	40	16	460	11	480	450	45	20	460	11	480	16
5-48	480	60	20	490	8	510	455	65	25	490	8	510	16
5-55	550	55	20	525	10	545	480	60	25	525	9	545	20

**Notes**

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement  $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength  $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}}$  in MPa at stressing

Strand  $A_p = 100 \text{ mm}^2$ ,  $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$  (GUTS),  $F_{pk} = 186 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

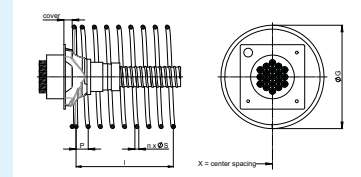
n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

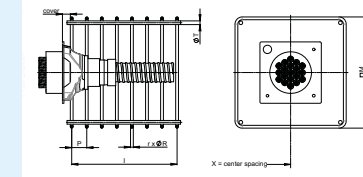
**Multistrand Post-Tensioning System**  
**Internal Bonded Post-Tensioning**  
**ANCHORAGE TYPE SC 0.5 (strand 186 kN)**  
**LOCAL ZONE REINFORCEMENT  $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$**



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 20/25 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement							
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT		
5-4	200	40	10	180	5	200	200	40	12	180	6	200	8
5-7	280	40	12	240	7	260	220	55	16	240	5	260	10
5-12	360	60	16	320	6	340	320	40	16	320	9	340	12
5-19	405	45	16	405	9	425	400	50	20	405	9	425	16
5-22	440	40	16	435	11	455	400	50	20	435	9	455	16
5-27	480	40	16	485	12	505	450	45	20	485	11	505	16
5-31	550	55	20	520	10	540	520	65	25	520	9	540	20
5-37	550	55	20	575	10	595	540	60	25	575	10	595	20
5-42	600	50	20	610	12	630	550	55	25	610	11	630	20
5-48	630	45	20	655	14	675	605	55	25	655	12	675	25
5-55	675	45	20	700	15	720	650	50	25	700	14	720	25

CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement							
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT			
5-4	200	40	10	150	5	170	160	40	12	150	5	170	8
5-7	240	40	12	200	6	220	200	50	16	200	5	220	8
5-12	330	55	16	270	6	290	280	40	16	270	8	290	10
5-19	360	45	16	340	8	360	350	50	20	340	8	360	12
5-22	400	40	16	370	10	390	360	45	20	370	9	390	16
5-27	420	60	20	410	7	430	405	45	20	410	10	430	16
5-31	450	50	20	440	9	460	420	60	25	440	8	460	16
5-37	500	50	20	485	10	505	480	60	25	485	9	505	16
5-42	500	50	20	520	10	540	495	55	25	520	10	540	20
5-48	540	45	20	555	12	575	500	50	25	555	11	575	20
5-55	630	70	25	595	9	615	550	50	25	595	12	615	20

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Střrup Reinforcement							
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT			
5-4	180	45	10	135	4	155	135	45	12	135	4	155	8
5-7	225	45	12	180	5	200	165	50	16	180	4	200	8
5-12	275	55	16	235	5	255	240	40	16	235	7	255	8
5-19	315	45	16	300	7	320	300	50	20	300	7	320	10
5-22	360	40	16	325	9	345	300	50	20	325	7	345	12
5-27	360	40	16	365	9	385	360	45	20	365	9	385	12
5-31	440	55	20	390	8	410	360	60	25	390	7	410	16
5-37	440	55	20	430	8	450	420	60	25	430	8	450	16
5-42	450	50	20	460	9	480	440	55	25	460	9	480	16
5-48	500	50	20	490	10	510	495	55	25	490	10	510	20
5-55	540	45	20	525	12	545	500	50	25	525	11	545	20

**Notes**

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement  $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength  $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}}$  in MPa at stressing

Strand  $A_p = 100 \text{ mm}^2$ ,  $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$  (GUTS),  $F_{pk} = 186 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL



Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)  
Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111  
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: PROF DR IR IGP RAKA, DEA
NAMA MAHASISWA	: PUTU PRADNYANITA MANIK NASITA
NRP	: 0311540000105
JUDUL TUGAS AKHIR	:
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	3/10/18	Pembin	Pertemuan perdana	Raka
2	12/10/18	Balok analis di lintang sebagai balok tumpu		Raka
3	22/10/18	Kolom tumpu tumpu di lintang Balok 1 btk prestesen di luar btk tumpu di lintang		Raka
4	29/10/18	Balok utama di lintang jmlah rya plat di prestesen		Raka
5	31/10/18	Analisa iterasi dg variasi F		Raka
6	19/11/18	Metode pelaksanaan frame di lintang karena menyipit analisis lokal - prestesen		Raka
7	22/11/18	Kelompok prestesen		Raka

8 29/11/18 Meeting Mm(+), Mm(-). Kontrol besaran M&I VI MG Raka





Form AK/TA-04  
rev01

**PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS**  
**LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)**  
 Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111  
 Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	:	
NAMA MAHASISWA	:	
NRP	:	
JUDUL TUGAS AKHIR	:	
TANGGAL PROPOSAL	:	
NO. SP-MMTA	:	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	14/12/18	Lanjutan Cukung. Tora' dipekerja lagi.		
	18/12/18	Kolom penuh dihijs MPr untuk desain syngp.		
	21/12/18	Hijs M & P pd tiap pusing dg mbeeri/asumsi "syngp"		

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN  
SEMINAR DAN LISAN  
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini Selasa tanggal 22 Januari 2019 jam 13:00 WIB telah diselenggarakan UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:


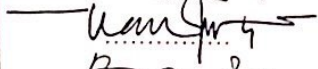


NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111540000105	Putu Pradnyanita Manik Wasita	Desain Modifikasi Struktur Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) Menggunakan Sistem Balok Prategang

1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- *Gambar : potongan*


*Gambar penulangan pelat*

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / AB / B / BC / C / D / E  
3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :
- ☐ Lulus Tanpa Perbaikan      ☐ Mengulang Ujian Seminar dan Lisan  
☒ Lulus Dengan Perbaikan      ☐ Mengulang Ujian Lisan

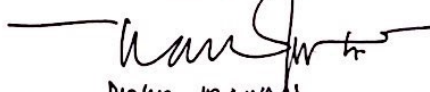
Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka (Pembimbing 1)	
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS.	
Bambang Pisceca, ST. MT. PhD	
Ir. Faimun, MSc. PhD	

Surabaya, 22 Januari 2019

Mengetahui,  
Ketua Program Studi S1

  
**Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc**  
NIP 19721202 199802 1 001

Ketua Sidang

  
(**Djoko Irawan**)



## BIODATA PENULIS



### **Putu Pradnyanita Manik Wasita**

Lahir di Makassar, pada tanggal 24 September 1997, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara pasangan Ir. Putu Wasita dan C.Triwiyanti,ST. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Yasporbi III, SMPN 1 Denpasar, dan SMAN 1 Denpasar. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut

Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 03111540000105. Selama menempuh studi, penulis aktif di organisasi kerohanian yaitu Tim Pembina Kerohanian Hindu ITS sebagai Bendahara Umum I. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir “**Desain Modifikasi Struktur Gedung Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Muhammadiyah Prof. Dr. Hamka (UHAMKA) Menggunakan Sistem Balok Prategang**”.

Narahubung

Email : putupradnyanita37461@gmail.com